



Evaluación del comportamiento mecánico de diferentes tipos de
conectores de cortante en vigas compuestas con losas sobre *Steel deck*

William Gómez Zabaleta

Universidad del Norte

División de Ingenierías, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

Barranquilla, Colombia

2020

Evaluación del comportamiento mecánico de diferentes tipos de
conectores de cortante en vigas compuestas con losas sobre *Steel deck*

William Gómez Zabaleta

Trabajo final de Grado presentado como requisito para optar al título de Magíster en
Ingeniería Civil con Énfasis en ingeniería estructural

Andrés Guzmán, Dr. Ing.
Director de Tesis

GIEG

Grupo de Investigación en Estructuras y Geotecnia

Universidad del Norte

División de Ingenierías, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

Barranquilla, Colombia

2020

Contenido

1	Introducción.....	16
2	Justificación.....	18
3	Objetivos	20
4	Marco Teórico	21
4.1	Generalidades	21
4.2	Comportamiento de vigas compuestas.....	22
4.2.1	Comportamiento de vigas compuestas en sistemas de entrepiso con losa sobre <i>Steel deck</i>	27
4.3	Funcionalidad estructural de los conectores de cortante.....	30
4.4	Diseño de vigas compuestas en sistemas de entrepisos con losa maciza	32
4.4.1	Comportamiento de vigas T y ancho efectivo de placa.....	32
4.4.2	Procedimientos de diseño	34
4.4.3	Resistencia de diseño para vigas compuestas en losas macizas	39
4.4.4	Diseño de vigas compuestas en sistemas de entrepiso con losa sobre <i>Steel deck</i> 41	
4.5	Diseño de conexión por conectores de cortante	44
4.5.1	Conectores tipo espigo	45
4.5.2	Conectores tipo canal	46
4.5.3	Número requerido y distribución de conectores de cortante por diseño	47

4.6	Tipo de conectores a investigar	48
5	Contexto histórico.....	49
6	Campaña experimental.....	55
6.1	Ensayos <i>Push-out</i>	55
6.2	Descripción de las probetas.....	57
6.2.1	Nomenclatura de probetas	59
6.3	Materiales	60
6.3.1	Concreto.....	60
6.3.2	Acero	62
6.3.3	Proceso de construcción de las probetas.....	64
6.3.4	Montaje de ensayo de corte (Push-out)	68
7	Resultados Experimentales	70
7.1	Resultados para conectores tipo espigo – carga vs. desplazamiento	71
7.2	Resultados para conectores tipo canal 50 mm – carga vs. desplazamiento	72
7.3	Resultados para conector tipo canal 90 mm – carga vs. desplazamiento	73
8	Modelación y simulación numérica computacional	74
8.1	Características de los modelos.....	74
8.1.1	Modelo 1: Bonilla (2007)	74
8.1.2	Modelo 2: Propuesto por autor	75
8.2	Calibración de los modelos constitutivos de los materiales.....	78

8.2.1	Modelo constitutivo del concreto.....	79
8.2.2	Modelo constitutivo del acero de conectores.....	85
8.2.3	Modelo constitutivo del acero de la lámina <i>Steel deck</i> y del perfil metálico ..	85
9	Resultados de la modelación computacional.....	86
9.1	Resultados del modelo - Espigo en posición fuerte.....	86
9.1.1	Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales	88
9.2	Resultados del modelo – Espigo en posición débil	92
9.2.1	Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales	94
9.3	Resultados del modelo - Canal 50 mm en posición fuerte con arriostramiento.	96
9.3.1	Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales	99
9.4	Resultados del modelo – Canal 50 mm en posición débil con arriostramiento	102
9.4.1	Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales ..	104
9.5	Resultados del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte con arriostramiento	107
9.5.1	Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales ..	110
9.6	Resultados del modelo - Canal 90 mm en posición débil con arriostramiento	113
9.6.1	Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales ..	115
9.7	Comparación de resultados de modelos - arriostrados vs. no arriostrados	118
9.8	Análisis de validez de la hipótesis	120
10	Conclusiones.....	125

10.1	Conclusiones del desarrollo experimental	125
10.1.1	Recomendaciones próximas investigaciones.....	126
10.2	Conclusiones para el modelo analítico - numérico.....	127
10.2.1	Recomendaciones próximas investigaciones.....	129
11	Bibliografía.....	130
12	Anexos	135

Lista de figuras

Figura 1. Entrepisos en estructuras metálicas. Fuente: Recuperado de http://www.arquitecturaenacero.org	22
Figura 2. Sistema de viga laminada a flexión (sin conexión en la interfaz).....	23
Figura 3. Comportamiento de viga laminada sometida a flexión.	24
Figura 4. Viga laminada con interfaz adherida, sometida a flexión.....	24
Figura 5. Detalle de vigas compuestas. Fuente: Autor.....	25
Figura 6. Sistema de entrepiso de losa compuesta con presencia de Steel deck.....	26
Figura 7. Sistema de losa en sección compuesta con nervios de la lámina perpendiculares al eje de la viga (antes de vaciar el concreto). Fuente: Autor.....	28
Figura 8. Sistema de losa en sección compuesta con nervios de la lámina perpendiculares al eje de la viga (después de fundir el concreto). Fuente: Autor.....	28
Figura 9. Sistema de losa en sección compuesta con nervios de la lámina paralelos al eje de la viga (antes de vaciar el concreto). Fuente: Autor.....	29
Figura 10. Sistema de losa en sección compuesta con nervios de la lámina paralelos al eje de la viga (después de fundir el concreto). Fuente: Autor.....	29
Figura 11. Comportamiento vigas no compuestas (izq.) vs. vigas compuestas (der.).	30
Figura 12. Momentos resistentes de la viga en sección compuesta (con conectores) y no compuesta (sin conectores). Fuente: Autor.....	31
Figura 13. Ancho efectivo de placa en vigas compuestas.	33
Figura 14. Distribución de esfuerzos plásticos (eje neutro dentro de la losa de concreto)..	35
Figura 15. Distribución de esfuerzos plásticos (eje neutro dentro del ala de la viga).....	37
Figura 16. Distribución de esfuerzos plásticos (eje neutro dentro del alma de la viga).....	38

Figura 17. Dimensiones mínimas exigidas para vigas compuestas con losas sobre <i>Steel deck</i> . Fuente: AIS (2010).....	43
Figura 18. Conector de cortante tipo espigo.	44
Figura 19. Conectores de cortante tipo canal.....	44
Figura 20. Conector de cortante tipo canal.....	48
Figura 21. Conector de cortante tipo espigo fabricado en Colombia. Fuente: Autor.....	48
Figura 22. Detalles del ensayo Push-out. Fuente: Rivera (2012).....	55
Figura 23. Parámetro de posición de conector. Fuente: Tomado del NSR-10 (AIS, 2010).57	
Figura 24. Vista general de probetas. Fuente: Autor.....	58
Figura 25. Vista perfil (izq.) y vista en planta (der.) de probetas. Fuente: Autor.	58
Figura 26. Vista de detalle del conector. Fuente: Autor.....	58
Figura 27. Nomenclatura conector tipo espigo. Fuente: Autor.....	59
Figura 28. Nomenclatura conector tipo canal. Fuente: Autor.....	59
Figura 29. Curva esfuerzo vs. desplazamiento – compresión en máquina universal. Fuente: Autor.....	61
Figura 30. Curva esfuerzo vs. desplazamiento de acero en conectores – tracción en máquina universal.....	63
Figura 31. Propiedades mecánicas del acero de lámina. Fuente: Acesco.....	64
Figura 32. Curva esfuerzo vs. deformación del acero de la lámina. Fuente: Acesco.....	64
Figura 33. Corte de láminas <i>Steel deck</i> . Fuente: Autor	65
Figura 34. Soldadura de conectores de cortante. Fuente: Autor.	66
Figura 35. Formaletería instalada para vaciado de concreto. Fuente: Autor.	66
Figura 36. Vaciado de concreto en formaletería. Fuente: Autor.....	67
Figura 37. Probetas fundidas. Fuente: Autor.	67

Figura 38. Franja de neopreno. Fuente: Autor.	68
Figura 39. Arriostamiento de probetas montadas en máquina universal. Fuente: Autor.	69
Figura 40. Sistema de medición de desplazamiento. Fuente: Autor.	69
Figura 41. Carga máx. promedio conector tipo espigo – posición fuerte. Fuente: Autor. ...	71
Figura 42. Carga máx. promedio conector tipo espigo – posición débil. Fuente: Autor.	72
Figura 43. Carga máx promedio conector tipo canal 50 mm – posición fuerte. Fuente: Autor.	72
Figura 44. Carga máx. promedio conector canal 50 mm – posición débil. Fuente: Autor.	72
Figura 45. Carga máx. promedio conector canal 90 mm – posición fuerte. Fuente: Autor. ...	73
Figura 46. Carga máx. promedio conector canal 90 mm – posición débil. Fuente: Autor.	73
Figura 47. Geometría del modelo 1: (Bonilla, 2007)	74
Figura 48. Geometría del modelo 2. Fuente: Autor.	75
Figura 49. Superficie 4 – Modelo 2. Fuente: Autor	76
Figura 50. Curva esfuerzo vs. deformación para el concreto (compresión). Fuente: Adaptado de Popovics (1973) y Thoronfeldt (1987).....	81
Figura 51. Curva esfuerzo vs. deformacion para el concreto (tracción). Fuente: Adaptado de Popovics (1973) y Thoronfeldt (1987).....	82
Figura 52. Curva esfuerzo vs. desplazamiento (tracción). Fuente: Adaptado de Popovics (1973) y Thoronfeldt (1987)	82
Figura 53. Parámetros de daño plástico a compresión y tracción. Fuente: Manual de usuario del software ABAQUS	84
Figura 54. Curva de daño plástico a compresión. Fuente: Adaptado de manual de usuario del software ABAQUS.....	84

Figura 55. Curva de daño plástico a tracción. Fuente: Adaptado de manual de usuario del software ABAQUS.....	85
Figura 56. Resultados para diferentes mallados del modelo - Espigo posición fuerte. Fuente: Autor.....	88
Figura 57. Test de independencia de malla del modelo - Espigo posición fuerte. Fuente: Autor.....	88
Figura 58. Estados tensionales en los elementos del modelo - Espigo posición fuerte. Fuente: Autor.....	90
Figura 59. Experimentación vs modelo computacional - Espigo posición fuerte. Fuente: Autor.....	91
Figura 60. Resultados para diferentes mallados del modelo – Espigo en posición débil. Fuente: Autor	93
Figura 61. Test de independencia de malla del modelo – Espigo en posición débil. Fuente: Autor.....	94
Figura 62. Estados tensionales en los elementos del modelo - Espigo en posición débil. Fuente: Autor	95
Figura 63. Experimentación vs. modelo computacional - Espigo en posición débil. Fuente: Autor.....	96
Figura 64. Resultados para diferentes mallados del modelo - Canal 50 mm en posición fuerte. Fuente: Autor	98
Figura 65. Test de independencia de malla del modelo - Canal 50 mm en posición fuerte. Fuente: Autor	99
Figura 66. Estados tensionales en elementos del modelo - Canal 50 mm posición fuerte. Fuente: Autor	100

Figura 67. Experimentación vs. modelo computacional – Canal 50 mm en posición fuerte.	
Fuente: Autor	101
Figura 68. Resultados para diferentes mallados del modelo - Canal 50 mm en posición débil.	
Fuente: Autor	104
Figura 69. Test de independencia de malla del modelo - Canal 50 mm en posición débil.	
Fuente: Autor	104
Figura 70. Estados tensionales en elementos – Canal 50 mm en posición débil. Fuente: Autor	
.....	106
Figura 71. Experimentación vs. modelo computacional – Canal 50 mm en posición débil.	
Fuente: Autor	106
Figura 72. Resultados para diferentes mallados del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte.	
Fuente: Autor	109
Figura 73. Test de independencia de malla del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte.	
Fuente: Autor	110
Figura 74. Estados tensionales en elementos estructurales – Canal 90 mm en posición fuerte.	
Fuente: Autor	111
Figura 75. Experimentación vs. modelo computacional – Canal 90 mm en posición fuerte.	
Fuente: Autor	112
Figura 76. Resultados para diferentes mallados del modelo - Canal 90 mm en posición débil.	
Fuente: Autor	115
Figura 77. Test de independencia de malla del modelo - Canal 90 mm en posición débil.	
Fuente: Autor	115
Figura 78. Estados tensionales en elementos – Canal 90 mm posición débil. Fuente: Autor	
.....	117

Figura 79. Experimentación vs modelo computacional – Canal 90 mm posición débil. Fuente:	
Autor	117
Figura 80. Comparación de modelos - Arriostrados vs. no arriostrados posición fuerte.	
Fuente: Autor	118
Figura 81. Comparación de modelos - Arriostrados vs. no arriostrados en posición débil.	
Fuente: Autor	119
Figura 82. Comparación de resultados del modelo propuesto por autor (Modelo 2) vs probeta	
Sp-2 de Lam y Ellobody (2005). Fuente: Autor	120
Figura 83. Comparación de resultados del modelo propuesto por autor (Modelo 2) vs probeta	
Sp-3 de Lam y Ellobody (2005). Fuente: Autor	121
Figura 84. Comparación de resultados del modelo propuesto por autor (Modelo 2) vs probeta	
JDT-8, Jayas y Hossain (1988). Fuente: Autor	122
Figura 85. Resultado de ensayo de conectores tipo canal 50 mm - Huertas (2013). Fuente:	
Huertas (2013).....	123
Figura 86. Resultado de ensayo de conectores tipo canal 50 mm – autor, Gómez (2020).	123
Figura 87. Resultado de ensayo para conectores tipo canal 50 mm – Ramírez (2007). Fuente:	
Ramírez (2007).....	124

Lista de Tablas

Tabla 1. Factor y coeficientes de resistencia R_g y R_p	45
Tabla 2. Resistencia a la compresión de cilindros de concreto.....	61
Tabla 3. Resistencia a tracción en viguetas de concreto.....	62
Tabla 4. Propiedades mecánicas del acero de conectores.....	62
Tabla 5. Cantidades de materiales para la construcción de probetas	64
Tabla 6. Resultados de ensayos experimentales	70
Tabla 7. Geometría y condiciones de contorno del modelo 1.....	75
Tabla 8. Geometría y condiciones de contorno del Modelo 2	76
Tabla 9. Parámetros de calibración de modelo daño elástico.....	80
Tabla 10. Propiedades del concreto.....	80
Tabla 11. Datos del material - acero de conectores.....	85
Tabla 12. Datos del material - acero de la lámina y del perfil metálico.....	86
Tabla 13. Características del modelo - Espigo posición fuerte.....	87
Tabla 14. Discretización de mallados del modelo - Espigo posición fuerte.....	87
Tabla 15. Características del modelo – Espigo en posición débil.....	92
Tabla 16. Discretización del modelo – Espigo en posición débil	93
Tabla 17. Características del modelo - Canal 50 mm en posición fuerte	97
Tabla 18. Comparación de resultados con otras investigaciones- Canal 50 mm en posición fuerte.....	97
Tabla 19. Discretización del modelo – Canal 50 mm en posición fuerte.	98
Tabla 20. Características del modelo - Canal 50 mm en posición débil	102

Tabla 21. Comparación de resultados con otras investigaciones – Canal 50 mm en posición débil	102
Tabla 22. Discretización del modelo - Canal 50 mm en posición débil.....	103
Tabla 23. Características del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte	107
Tabla 24. Comparación de resultados con investigaciones- Canal 90 mm en posición fuerte	108
Tabla 25. Discretización del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte.....	109
Tabla 26. Características modelo - Canal 90 mm posición débil.....	113
Tabla 27. Comparación resultados con otras investigaciones – Canal 90 mm posición débil	113
Tabla 28. Discretización del modelo - Canal 90 mm en posición débil.....	114
Tabla 29. Resistencia de conectores.....	125

Resumen

Los conectores de cortante son elementos estructurales que juegan un papel importante en la construcción de vigas compuestas con losa sobre *Steel deck*. Estos proporcionan la conexión de corte necesaria para la acción conjunta de los materiales trabajando a flexión. Además, colaboran a la distribución de las fuerzas inerciales que se desarrollan en la losa, producto de los movimientos sísmicos, a los diferentes elementos que aportan la rigidez lateral estructural. Esta investigación presenta un estudio del comportamiento estructural de diferentes tipos de conectores de cortante (p.ej. tipo canal, tipo espigo-fabricado en Colombia), desde un enfoque numérico a partir de la teoría de elementos finitos y así mismo, valida los resultados por medio de un desarrollo experimental en laboratorio de ensayos tipo *Push-out*.

Se presentan detalles del desarrollo experimental, resultados obtenidos, consideraciones, análisis, respuesta por modelación a través de elementos finitos, y tabla comparativa de eficiencia de conectores de cortante.

Palabras Claves: Cortante, Conector de cortante, Sección compuesta, Steel deck, Losa Compuesta.

1 Introducción

El estudio en general de secciones compuestas, se basa principalmente en investigaciones y experimentaciones detalladas del comportamiento en conjunto de diferentes materiales, así como también de los elementos estructurales que garantizan la adecuada transferencia de esfuerzos y deformaciones entre ellos; dichos elementos llevan por nombre conectores de cortante y su implementación en el medio constructivo colombiano es cada vez más frecuente.

En el caso específico de vigas compuestas de perfiles metálicos con losas de concreto, se hace uso de estos conectores de cortante, los cuales colaboran a través de la formación de un mecanismo de transferencia cuyo objetivo es lograr que la sección resultante entre los materiales (acero y concreto) sea capaz de transferir y resistir deformaciones y esfuerzos cortantes de forma admisible como un gran conjunto.

El Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10) hace enfoque y permite la utilización de dos tipos de conectores de cortante, que son el tipo espigo (para losas de concreto macizas o losas vaciadas sobre *Steel deck*) y el tipo canal (para losas macizas) Sin embargo, establece que es necesario efectuar ensayos en laboratorio de materiales en caso de emplear otro tipo de conector.

Solo a partir de investigaciones previas es posible concebir una conciencia y pensamiento crítico objetivo ante las diferentes alternativas estructurales de sección compuesta, permitiendo llevar estos conocimientos a ser aplicados en obras.

El problema principal en nuestro país, se fundamenta en que muchos de los conectores implementados, no son los antes mencionados y no han sido validados bajo condiciones de laboratorio; debido a lo anterior, la mayoría de estas prácticas constructivas amenazan y

socavan la labor realizada por el ingeniero estructural que trata de crear y validar una estructura sometida a muchas consideraciones y restricciones, entre las cuales no contempla la implementación o utilización de otros elementos que no son los previstos en su diseño.

Esta investigación se enfocó en estudiar el comportamiento de dos tipos de conectores de cortante (tipo espigo con fabricación nacional y tipo canal) en vigas compuestas con losa sobre *Steel deck*. La metodología de investigación se basó en desarrollar un modelo analítico de predicción de comportamiento de conectores en ensayos *push-out* (elementos finitos), con una validación de resultados tomados de un desarrollo experimental

2 Justificación

El desarrollo continuo de las tipologías estructurales en el ámbito de la ingeniería civil a través de la historia, podría decirse que ha sido un proceso largo en el cual la prueba y el error ha sido el común denominador de todas las técnicas y alternativas constructivas y estructurales que se tienen hoy en día. Por supuesto, cada una de estas alternativas, luego de pasar por ese proceso de experimentación, pasa por un proceso minucioso de estudio en el cual se logra comprender desde un análisis estructural, el comportamiento de los elementos y se logra predecir con cierta certeza la capacidad máxima de su resistencia. Lo anterior es relevante para concebir un buen diseño.

Desde este mismo enfoque es que se hace indispensable la investigación de los diferentes tipos de conectores de cortante que se usan en nuestro entorno, ya que cada día se implementan diferentes conectores ya sea por facilidades constructivas, desconocimiento de la funcionalidad estructural, u otro motivo, sin tener un estudio previo que valide su implementación.

Cabe resaltar que los procesos necesarios para la soldadura de los conectores de cortante que permite el NSR-10 son costosos, sobretodo en obras de gran tamaño; razón por la cual en algunas ocasiones se ha llevado a reemplazar los procesos de soldadura aprobados por el reglamento por otros que son comunes en obra, para los conectores improvisados usados frecuentemente en Colombia (p.ej. barras de acero corrugado, canales, platinas, ángulos). Esta investigación presenta como problema científico ¿Cuál es el comportamiento mecánico de los conectores de cortante tipo canal y tipo espigo (fabricado en Colombia) en vigas compuestas con losas sobre *Steel deck*? La hipótesis a demostrar es: “La simulación numérica permite replicar y estudiar el comportamiento mecánico de conectores de cortante tipo espigo

y tipo canal en ensayos *push-out*, obteniendo resultados de comportamiento comparables con ensayos experimentales".

3 Objetivos

General

- ✓ Evaluar el comportamiento mecánico de diferentes tipos de conectores de cortante en vigas compuestas con losas sobre *Steel deck*.

Específicos

- ✓ Evaluar la capacidad de resistencia al corte de los conectores de cortante mediante ensayos de *Push-out* llevados a cabo en una máquina universal de ensayos.
- ✓ Realizar una modelación por elementos finitos para la simulación de ensayos *Push-out* teniendo en cuenta los parámetros más relevantes obtenidos en la parte experimental.
- ✓ Analizar el comportamiento estructural de la conexión, teniendo en cuenta variables como ubicación y geometría de los conectores.
- ✓ Hacer una comparación del comportamiento de los diferentes tipos de conectores de cortante ensayados y estudiados.
- ✓ Proponer recomendaciones para el ensayo de conectores de cortante en losas con presencia de *Steel deck*.

4 Marco Teórico

Se presenta a continuación la teoría de sección compuesta en donde se abordan temas como propiedades de los materiales, elasticidad y plasticidad en los elementos, transferencias de esfuerzos, compatibilidad de deformaciones, conectores de cortante, diseño de vigas compuestas según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (AIS, 2010), y su documento base, el “AISC 360-10 - *Specification for Structural Steel Buildings*” (ANSI, 2010). También se relacionan algunas investigaciones realizadas acerca del comportamiento de conectores de cortante.

4.1 Generalidades

El concreto es un material de construcción que posee características que son de gran utilidad en el campo de la ingeniería estructural. Su capacidad de amoldarse casi a cualquier forma mientras se encuentra en estado plástico lo convierte en un material privilegiado en comparación a otros. El concreto, se caracteriza por su resistencia a la compresión, apropiada para elementos sometidos a este tipo de solicitaciones, como columnas y arcos. Así mismo, es un material frágil y presenta una baja resistencia a la tracción, lo cual limita su utilización en elementos estructurales sometidos a flexión, como losas y vigas (Nilson, 2001)

Para contrarrestar esta limitación del concreto, frente a esfuerzos asociados a la tracción por flexión, se considera utilizar el acero para reforzarlo, principalmente en sitios donde la baja resistencia a la tracción del concreto limita la capacidad portante del elemento. Esta práctica, que inició a mediados del siglo XIX recibió por nombre construcción de *sección compuesta*, y consistió en la conformación de elementos de concreto reforzado con barras circulares de acero. Estas barras poseían corrugaciones superficiales cuyo único fin era garantizar una buena adherencia entre los materiales (Nilson, 2001). Siendo el acero un material con gran

capacidad ante esfuerzos de tracción, la combinación de elementos de concreto y acero, desarrolla de una manera más eficiente las propiedades de cada material y conlleva a soluciones más resistentes y económicas. Una definición global de *sección compuesta*, podría decirse que es una combinación de elementos de acero trabajando en conjunto con elementos de concreto (Clement, 2010). Como ejemplos de sección compuesta se encuentran las vigas compuestas, columnas compuestas y losas compuestas. El comportamiento de vigas compuestas es el punto de partida para el estudio de los conectores de cortante.

4.2 Comportamiento de vigas compuestas

A menudo, en sistemas de entrepisos de estructuras metálicas, se observan vigas compuestas constituidas por vigas de acero conectadas a losas de concreto (Figura 1). Anteriormente, estos elementos estructurales (viga, losa) se diseñaban de forma independiente; sin embargo, con el paso del tiempo y de la innovación en tecnologías de uniones antideslizantes - soldadura (Urquhart, O'Rourke, & Winter, 1962), se fueron conociendo las ventajas de diseñarlos en conjunto como sección compuesta. Estas ventajas son de gran interés sobre todo cuando la sección total (viga y losa) está trabajando a flexión positiva (curva elástica cóncava hacia arriba), debido a que es posible aprovechar toda la capacidad de resistencia a compresión del concreto (losa) y la capacidad a tracción del acero (viga).

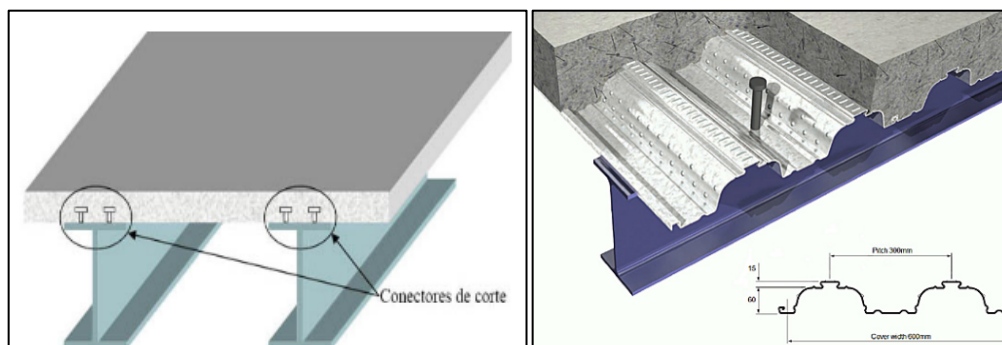


Figura 1. Entrepisos en estructuras metálicas.

Fuente: Recuperado de <http://www.arquitecturaenacero.org>

El comportamiento de estas vigas compuestas, depende en gran parte de la eficiencia de la conexión entre la sección de concreto y la viga metálica. Esto quiere decir, que si no se garantiza la restricción de desplazamientos diferenciales en la superficie de contacto de los materiales (acero y concreto), pueden ocurrir deslizamientos y, en consecuencia, la viga y la losa trabajan de manera independiente, resistiendo mucha menor carga y menores momentos flexionantes que los esperados por diseño. Esta situación se presenta en casos donde los únicos responsables de la conexión, son las fuerzas de fricción y adherencia presentes en el plano de contacto de los materiales después de fundido el concreto. Por este motivo, se opta por realizar una conexión por medio de adherencia mecánica con conectores de cortante o corte (Figura 1). Los conectores permiten desarrollar la totalidad de la falla por flexión antes que se presente alguna falla por adherencia.

Una demostración más detallada de estas conexiones y el comportamiento de la sección resultante, observado desde un punto de vista de la mecánica de materiales (Gere & Goodno, 2009), puede visualizarse colocando dos vigas rectangulares idénticas una sobre otra, simplemente apoyadas; estas vigas se someten a flexión positiva, aplicando una fuerza P en el centro de la luz como se visualiza en la Figura 2

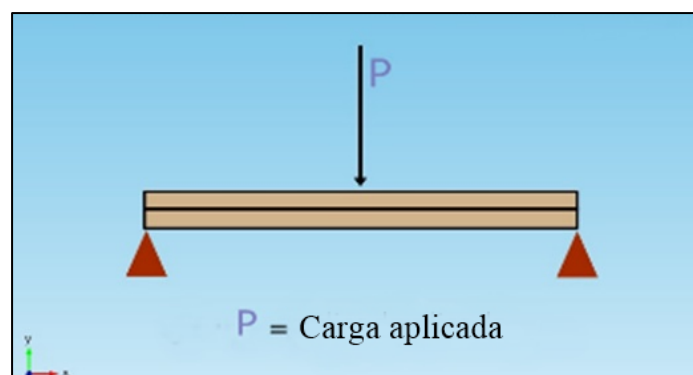


Figura 2. Sistema de viga laminada a flexión (sin conexión en la interfaz).

Fuente: Autor

Si las fuerzas de fricción y adherencia presentes (conexión), entre las dos vigas son pequeñas, estas se flexionan de manera independiente logrando que cada una de las vigas esté a compresión en la parte superior de su eje neutro y a tracción en la parte inferior de este, por tanto, se presentará un deslizamiento en la interfaz de las vigas.

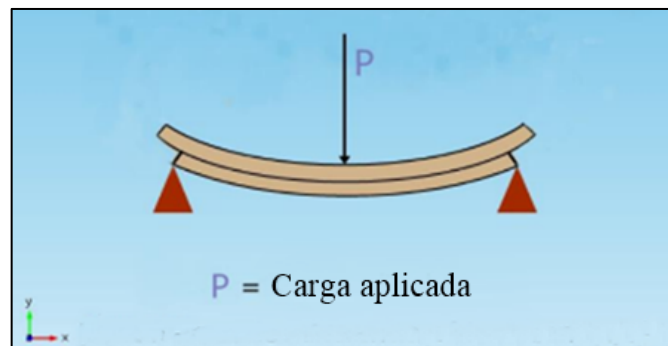


Figura 3. Comportamiento de viga laminada sometida a flexión.
Fuente: Autor

Ahora bien, si en el mismo problema se supone que las dos vigas se adhieren a lo largo de la superficie de contacto con un pegamento resistente, de manera que se conviertan en una sola viga sólida, cuando esta se carga, se desarrollarán fuerzas y esfuerzos cortantes horizontales a lo largo de las superficies en contacto que evitan el deslizamiento. Debido a la presencia de estas fuerzas cortantes, la viga sólida es capaz de resistir mayores cargas a flexión y es mucho más rígida que las dos vigas separadas.

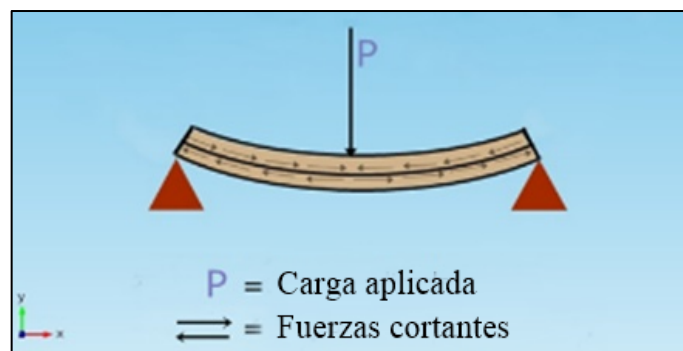


Figura 4. Viga laminada con interfaz adherida, sometida a flexión.
Fuente: Autor

Volviendo al caso de la viga compuesta conformada por una viga de acero y una losa de concreto, la conexión por fuerzas de fricción o adherencia entre concreto de losa y perfil metálico es ineficaz; debido a esto, se establece una adherencia mecánica por medio de conectores de cortante. Estos conectores actúan de manera similar al pegamento en el ejemplo anterior y en la mayoría de casos se sueldan, o se atornillan a las vigas de acero y al fundir la sección de concreto quedan embebidos en esta (Figura 5).

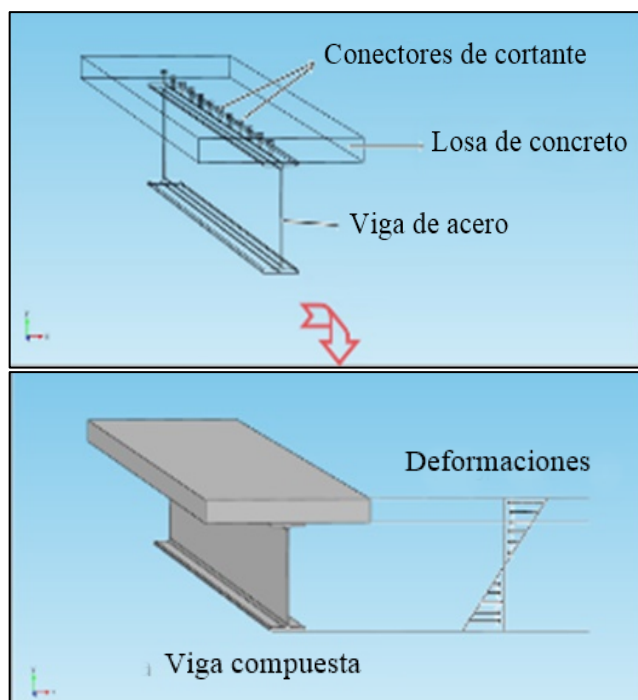


Figura 5. Detalle de vigas compuestas. **Fuente:** Autor

La viga resultante de la unión de la viga de acero (perfil metálico), los conectores de cortante y una porción de la sección de concreto se le conoce como viga compuesta; el comportamiento de esta es similar al de una viga T, donde una parte de la losa actúa de manera conjunta con la parte superior del perfil metálico para resistir las fuerzas de compresión longitudinal. Entre las principales ventajas que ofrece esta práctica es que se aumenta la capacidad de diseño por flexión de la viga, se reduce el peralte del perfil de acero, se reduce el peso propio entre un 20 % a 30 % y se incrementa la rigidez del sistema de piso

(en el rango elástico, las vigas compuestas son 2 o 3 veces más rígidas que las no compuestas) (Escalante, 2003). Como conclusión de lo anterior, los conectores de cortante en sistemas compuestos, actúan como un fijador de materiales que garantizan la compatibilidad de deformaciones y el principio de secciones planas, antes y después de la aplicación de las cargas que generan la flexión.

Hasta este punto se puede observar la importancia que juegan los conectores de cortante en las vigas compuestas. Es importante resaltar que el sistema de entrepiso en la Figura 5 es un sistema típico de construcción que consta de una losa maciza de concreto reforzada con barras corrugadas. Otro sistema de entrepiso utilizado es el de losa de concreto con presencia de lámina *Steel deck*, también conocido como losa sobre *Steel deck*; la característica principal de este sistema, consiste en aprovechar la lámina como refuerzo a tracción en cuanto se genera flexión positiva en la losa. El sistema de entrepiso de losa sobre *Steel deck* detallado en la Figura 6, será el estudiado en esta investigación

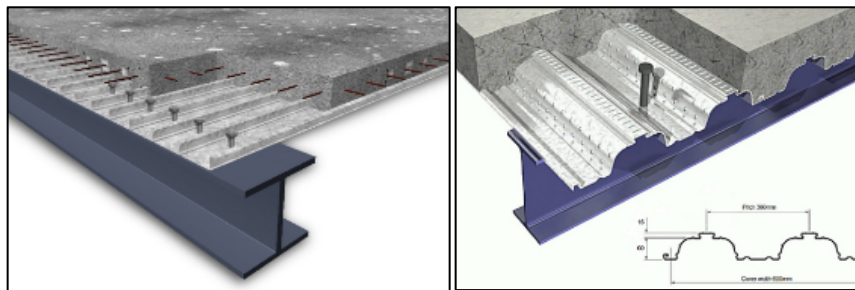


Figura 6. Sistema de entrepiso de losa compuesta con presencia de Steel deck.

Fuente: Recuperado de <http://www.arquitecturaenacero.org>.

La función del conector de cortante para vigas compuestas en sistemas de entrepiso con losa sobre *Steel deck*, es la misma función que en el sistema de losa maciza. Las ventajas de la implementación de los conectores de cortante serán sustentadas analíticamente en la Sección 4.3.

4.2.1 Comportamiento de vigas compuestas en sistemas de entrepiso con losa sobre *Steel deck*.

En el sistema de entrepiso de losa sobre *Steel deck*, se funde concreto sobre láminas de acero (*Steel deck*) de manera monolítica conformando una losa compuesta. Las láminas de acero deben ser corrugadas y deben poseer nervaduras (costillas), embuticiones, cavidades, pliegues o endentados que suministran fricción mecánica (agarre) al concreto. Las losas de este tipo son reforzadas únicamente con una malla electrosoldada para efectos de retracción del fraguado o cambios de temperatura. Entre las múltiples ventajas que las láminas *Steel deck* ofrecen se encuentran las siguientes (Clement, 2010):

1. Funcionan como formaleta para el concreto en la etapa de construcción,
2. Suministran una superficie segura para los operarios de montaje,
3. Sirve como refuerzo positivo de la placa.

Debido a estas características, en la actualidad el tipo viga compuesta con losa sobre *Steel deck* es utilizado en la construcción de edificaciones residenciales e industriales en el país. Las láminas pueden colocarse considerando sus nervaduras de forma perpendicular o paralela al eje de la viga que conecta, como se describe a continuación.

Lámina *Steel deck* perpendicular a la viga: en este caso los conectores de cortante son dispuestos en cada valle de la lámina de acuerdo a los requisitos estimados de capacidad de carga (Figura 7 y Figura 8).

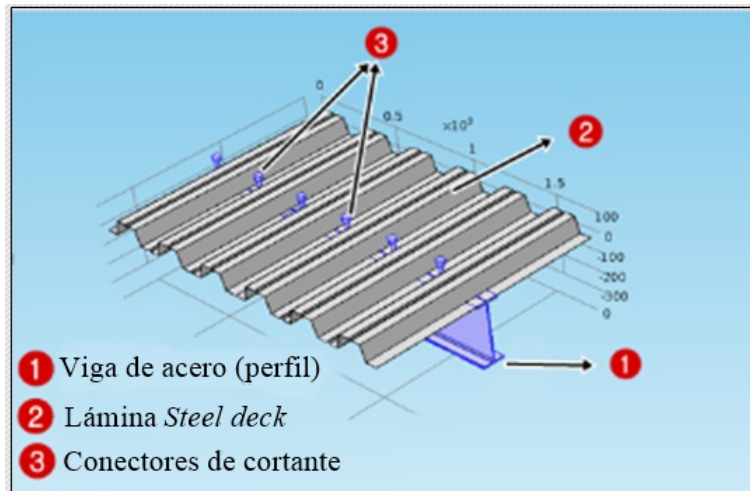


Figura 7. Sistema de losa en sección compuesta con nervios de la lámina perpendiculares al eje de la viga (antes de vaciar el concreto). **Fuente:** Autor

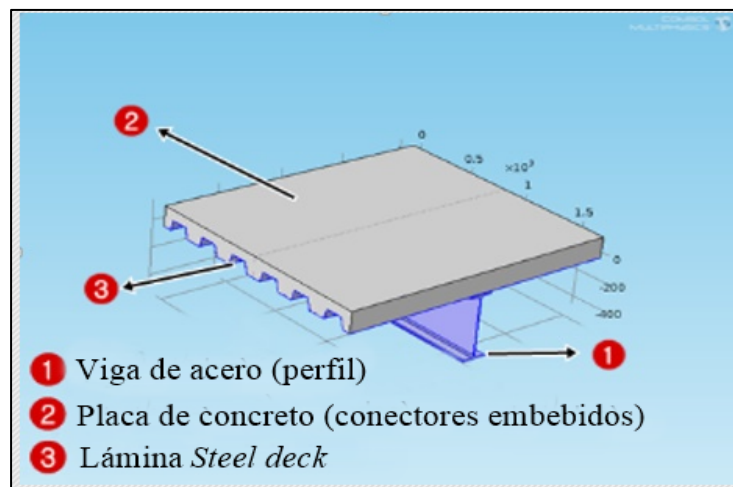


Figura 8. Sistema de losa en sección compuesta con nervios de la lámina perpendiculares al eje de la viga (después de fundir el concreto). **Fuente:** Autor

Lámina *Steel deck* paralela a la viga: en este caso los conectores de cortante son dispuestos longitudinalmente sobre un solo valle de la lámina. El número de conectores es estimado de acuerdo a los requisitos de capacidad de carga (Figura 9 y Figura 10).

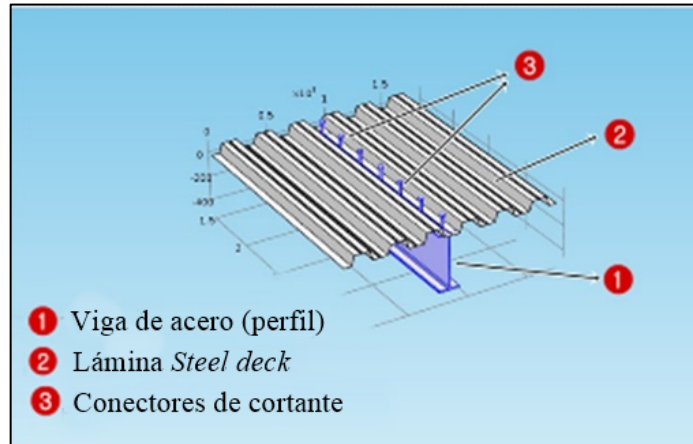


Figura 9. Sistema de losa en sección compuesta con nervios de la lámina paralelos al eje de la viga (antes de vaciar el concreto). **Fuente:** Autor

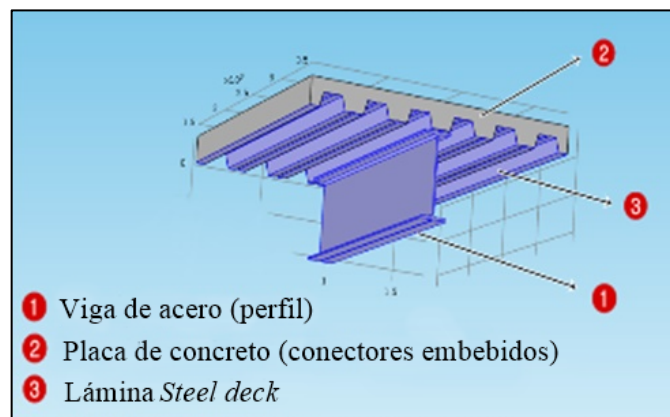


Figura 10. Sistema de losa en sección compuesta con nervios de la lámina paralelos al eje de la viga (después de fundir el concreto). **Fuente:** Autor

La formulación de resistencia de la conexión por conectores de cortante expresada en el capítulo F.2.9.8.2.1 del NSR-10 (AIS, 2010), contempla un coeficiente de reducción de resistencia por efecto de posición de conector R_p , menor para el caso de nervaduras de láminas colocadas perpendicularmente a la viga que para el caso de nervaduras de láminas paralelas a esta (Tabla 1). Por ser una condición de diseño crítica, la colocación de láminas con nervaduras perpendiculares a la viga fue la elegida para esta investigación.

4.3 Funcionalidad estructural de los conectores de cortante

La siguiente sección ha sido construida con el fin de brindar al lector las herramientas necesarias para comprender las formulaciones existentes en cuanto al análisis y diseño de vigas compuestas. Se demostrará a continuación el comportamiento de vigas cuando se garantiza o no, un uso eficiente de conectores de cortante.

La Figura 11 y la Figura 12 detallan las deformaciones y fuerzas internas de unas vigas de acero unidas a unas losas de concreto, las cuales serán sometidas a unas cargas; en las primeras vigas (izq.), la conexión de los elementos estructurales está dada por la adhesión entre los materiales, a estas vigas le denominaremos vigas no compuestas; en las segundas vigas (der.) la conexión se da por medio de conectores de cortante, estas serán denominadas vigas compuestas.

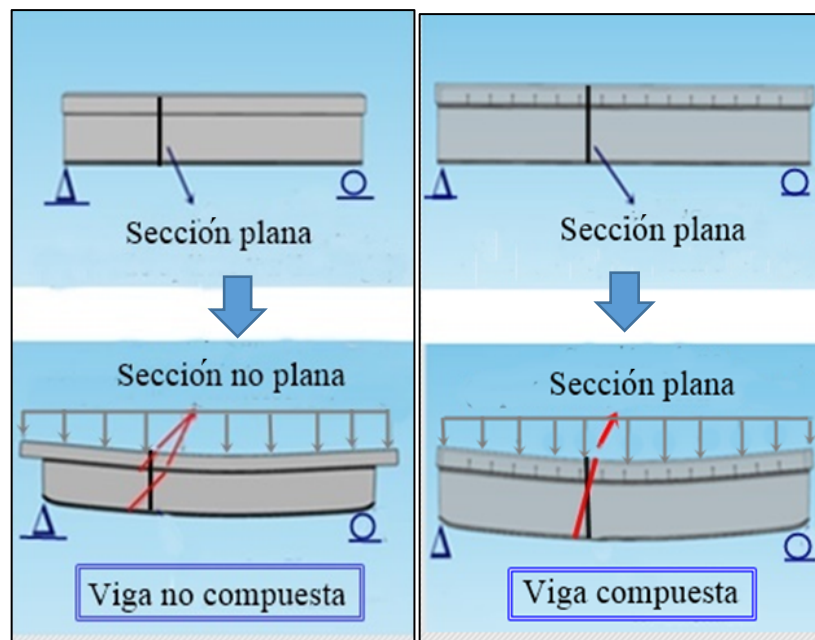
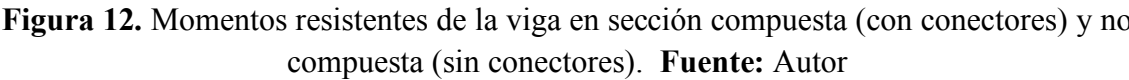


Figura 11. Comportamiento vigas no compuestas (izq.) vs. vigas compuestas (der.).

Fuente: Autor



Momento resistente viga no compuesta

Momento resistente de viga compuesta

donde, A_s = Área de la sección transversal del perfil metálico; f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

Debido a que:

$$\left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}\right) > \frac{d}{4} \quad \text{Ec. (3)}$$

Momento resistente viga no compuesta < Momento resistente de viga compuesta

El comportamiento estructural de estas vigas compuestas es similar al comportamiento de una viga T construida de varios materiales, en donde la losa de concreto compone el ala de la viga y el perfil metálico (acero) hace parte del alma. Con base a lo anteriormente expuesto, es evidente los beneficios que ofrece la construcción de vigas compuestas; el uso eficiente de los conectores de cortante permite que la sección total sea capaz de resistir mayores cargas, permitiendo optimizar los diseños estructurales y obtener menores costos.

Nota: El momento resistente de la sección anterior fue demostrado para una viga compuesta en un sistema de entrepiso de losa maciza de concreto reforzado. Las formulaciones de análisis y diseño para vigas compuestas en losas sobre *Steel deck*, guardan estrecha similitud con estas ecuaciones, por esta razón se demostrarán las formulaciones de diseño para vigas compuestas sin *Steel deck* y posteriormente se indicarán las modificaciones para cuando la losa contenga la lámina.

4.4 Diseño de vigas compuestas en sistemas de entrepisos con losa maciza

Para iniciar con el diseño de vigas compuestas, es necesario ampliar la teoría del comportamiento de vigas T y la definición del ancho efectivo de ala (*be*); este ancho hace énfasis en la porción de losa que actúa a compresión en la parte superior de la viga compuesta, mostrada en la Figura 13.

4.4.1 Comportamiento de vigas T y ancho efectivo de placa

Como se detalló en la sección 4.2, para vigas compuestas en sistemas de entrepiso de estructuras metálicas, una parte de la losa de concreto interactúa con la parte superior de la

viga de acero para resistir la compresión longitudinal (Figura 5). La sección transversal resultante de la viga tiene una forma de T y está conformada por una losa que hace la función de ala de la viga, y una viga metálica que se proyecta por debajo de la losa y se le conoce como alma (Figura 13). Si el ala de la viga (losa) es apenas un poco más ancha que la amplitud del alma, el ala completa puede considerarse efectiva para resistir la compresión. Sin embargo, si el ala de la viga se despliega a grandes distancias del alma, el esfuerzo de compresión longitudinal será mucho menor que el de aquellos elementos que están directamente sobre el alma. Esto se debe a las deformaciones unitarias por cortante del ala misma, que liberan a los elementos más alejados de parte del esfuerzo de compresión (mayor detalle en Nilson (2001)). Debido a este comportamiento es necesario definir un ancho efectivo de ala (o ancho efectivo de placa), donde los esfuerzos de compresión longitudinal por flexión en vigas puedan asumirse como constantes.

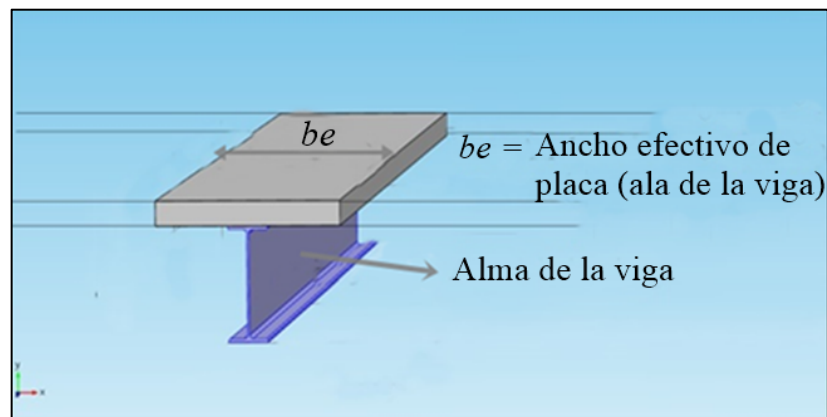


Figura 13. Ancho efectivo de placa en vigas compuestas.

Fuente: Autor

El reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10 (AIS, 2010), en el Título F.2.9.3.1.1, sugiere un ancho efectivo en el que estos esfuerzos son aproximadamente uniformes. El ancho efectivo se considera como la suma de los anchos efectivos a lado y lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder:

- Un octavo de la luz de la viga, medida centro a centro de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje central de la viga adyacente.
- La distancia desde el eje central de la viga hasta el borde de la placa (en el caso de vigas de borde y placa volando sobre ella).

Como referencia, se menciona que el Reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes NSR-10, adoptó estas medidas del Instituto Americano de Construcciones en Acero (AISC del inglés *American Institute of Steel Construction*). El ancho efectivo de placa se tiene en cuenta en las formulaciones del diseño. En todos los casos, es un valor conservador de una porción de placa que, supone unas deformaciones unitarias que no varían respecto a la base, pero sí varían respecto a la altura (deformaciones unitarias lineales).

4.4.2 Procedimientos de diseño

El diseño de las vigas compuestas se puede efectuar bajo dos procedimientos ofrecidos por el NSR-10. Cada uno de estos procedimientos supone una distribución de esfuerzos diferentes y son utilizados según la relación altura-espesor de la viga de acero. Los procedimientos son:

- Suposición de que existirá plastificación (distribución de esfuerzos plásticos), lo que indica fluencia en toda la sección de la viga de acero (perfil metálico) y esfuerzos en la placa de concreto iguales a $0.85f_c$.
- Suposición de distribución elástica de esfuerzos.

4.4.2.1 Distribución de esfuerzos plásticos

En este procedimiento de diseño, los esfuerzos vinculados al estado límite de falla por flexión en el acero, son los esfuerzos de fluencia; esto indica que la sección total de la viga de acero

se encuentra en estado de plastificación justo antes del momento de la falla. Para esta distribución de esfuerzos se pueden presentar tres posibles casos, que son los siguientes:

Caso 1. El eje neutro plástico (ENP) ubicado dentro de la losa de concreto.

Caso 2. El eje neutro plástico (ENP) ubicado dentro del ala de la viga de acero.

Caso 3. El eje neutro plástico (ENP) ubicado dentro del alma de la viga de acero.

A continuación, se describen cada uno de los casos.

4.4.2.1.1 Caso 1. Eje neutro plástico dentro de la losa de concreto.

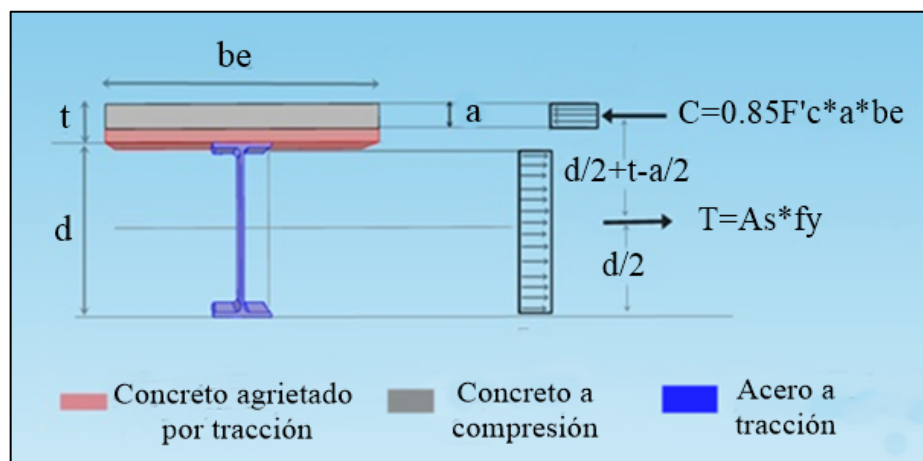


Figura 14. Distribución de esfuerzos plásticos (eje neutro dentro de la losa de concreto).

Fuente: Autor

En esta distribución, toda la sección de la viga de acero estará plastificada a tracción, lo que quiere decir que ENP, estará a una distancia (a) medida desde la parte superior de la placa menor o igual que (t) el espesor de esta (Figura 14).

La resultante de la fuerza de compresión del concreto C , (Ec. (4)), se ubica a una distancia $a/2$ acorde a lo planteado por C.S. Whitney (distribución rectangular equivalente de esfuerzos) y la magnitud de esta es igual al esfuerzo de compresión multiplicado por el área en el cual se está desarrollando.

$$C = 0.85 * F'_c * a * b_e \quad \text{Ec. (4)}$$

Donde,

F'_c = Esfuerzo máximo a compresión del concreto.

a = Altura efectiva del bloque de concreto a compresión.

b_e = Ancho efectivo de placa.

De esta misma forma se halla la magnitud de la fuerza de tracción actuante en el acero despreciando el aporte del concreto.

$$T = A_s * f_y \quad \text{Ec. (5)}$$

Donde

A_s = Área transversal del perfil metálico.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

Por equilibrio, si no existen fuerzas axiales en la viga:

$$\sum F_x = 0; \text{ por tanto } T = C$$

Igualando Ec. (4) y Ec. (5)

$$A_s * f_y = 0.85 * F'_c * a * b_e \quad \text{Ec. (6)}$$

Despejando “ a ” de la Ec. (6)

$$a = (A_s * f_y) / (0.85 * F'_c * b_e) \quad \text{Ec. (7)}$$

Se observa que si $a \leq t$, el eje neutro plástico está ubicado en la placa de concreto. De esta forma, el momento nominal de la viga se puede conocer multiplicando alguna de las dos fuerzas (tracción o compresión) por el brazo de palanca e , como se detalla en las Ecuaciones Ec. (8) y Ec. (9).

$$e = d / 2 + t - a / 2 \quad \text{Ec. (8)}$$

$$M_n = M_p = T * e = A_s * f_y \left(\frac{d}{2} + t - a/2 \right) \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde, M_n = Momento nominal; M_p = Momento plástico

4.4.2.1.2 Caso 2. Eje neutro plástico dentro del ala de la viga de acero.

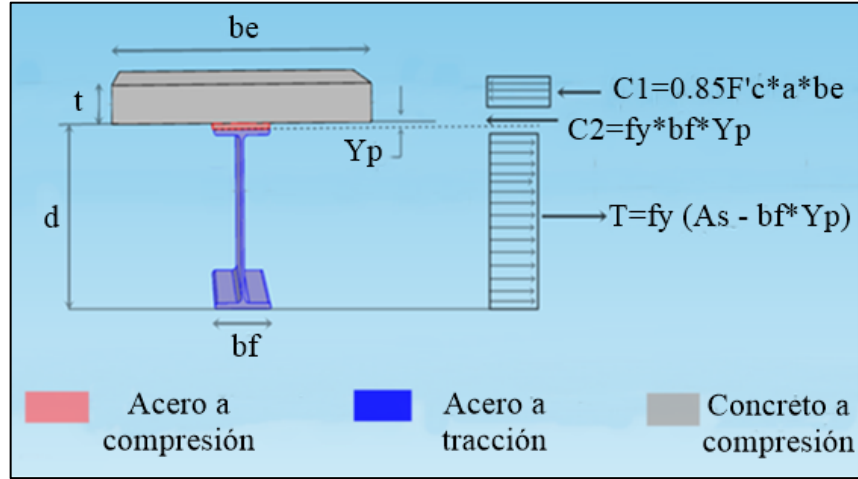


Figura 15. Distribución de esfuerzos plásticos (eje neutro dentro del ala de la viga).
Fuente: Autor

Las Ecuaciones Ec. (10) y Ec. (11) corresponden al equilibrio de fuerzas internas.

$$\sum F_x = 0; \text{ por tanto } C1 + C2 = T$$

$$0.85 * F'c * be * t + f_y * bf * Y_p = f_y * (A_s - bf * Y_p) \quad \text{Ec. (10)}$$

$$Y_p = (A_s * f_y - 0.85 * F'c * be * t) / (2 * f_y * bf) \quad \text{Ec. (11)}$$

Y_p = altura de la sección del perfil metálico a compresión.

Determinando M_n en La Ec. (12)

$$M_n = M_p = 0.85 * F'c * be * t \left(\frac{t}{2} + Y_p \right) + 2 * F_y * bf * Y_p^2 + F_y * A_s \left(\frac{d}{2} - Y_p \right) \quad \text{Ec. (12)}$$

4.4.2.1.3 Caso 3. Eje neutro plástico dentro del alma de la viga de acero

Para el caso en que el eje neutro está ubicado dentro del alma de la viga de acero se pueden plantear ecuaciones similares a las anteriores. De ocurrir esto se debe revisar que el alma de la viga cuente con el arriostramiento adecuado con el fin de evitar una falla por pandeo local.

Aunque es posible diseñar para esta condición, en la práctica se prefiere ampliar el área de la viga, para obligar al eje neutro plástico a ubicarse en alguno de los casos anteriores (Caso 1 o Caso 2)

La Figura 16 y las Ec. (13), Ec. (14) y Ec. (15) se detallan para cuando el eje neutro plástico está ubicado dentro del alma de la viga de acero:

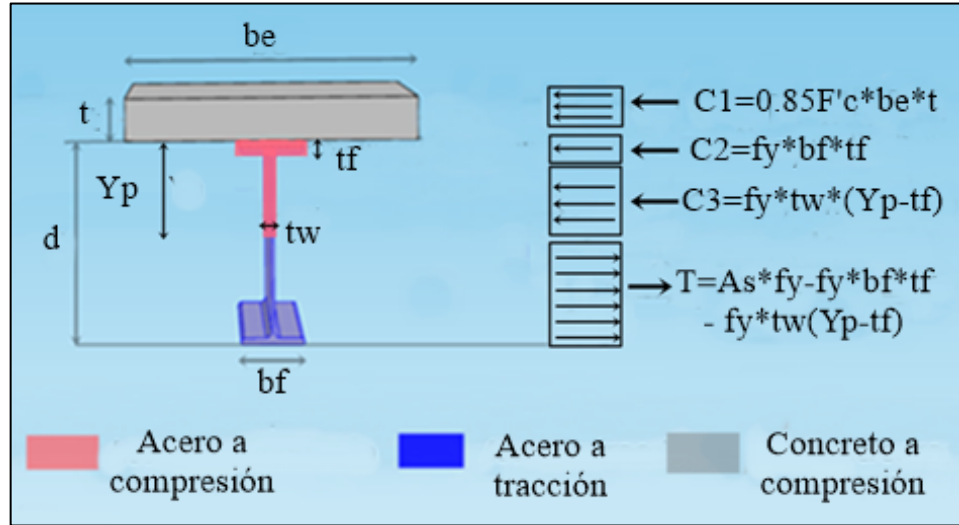


Figura 16. Distribución de esfuerzos plásticos (eje neutro dentro del alma de la viga).

Fuente: Autor

Las Ecuaciones Ec. (13) y Ec. (14) corresponden al equilibrio de fuerzas internas.

$$\sum F_x = 0; \text{ por tanto, } C1 + C2 + C3 = T$$

Organizándola y despejando Y_p de la Ec. (13) y Ec. (14)

$$0.85 * F'c * be * t + 2 * fy * bf * tf + 2 * fy * tw * (Yp - tf) = fy * As \quad \text{Ec. (13)}$$

$$Yp = tf + As / (2 * tw) - bf * tf / tw - 0.85 F'c * be * t / (2 * fy * tw) \quad \text{Ec. (14)}$$

Determinando M_n en la Ec. (15)

$$M_n = M_p = 0.85 * F'c * be * t * (t / 2 + Yp) + 2 * fy * bf * tf * (Yp - tf / 2) + fy * tw * (Yp - tf)^2 + fy * As * (d / 2 - Yp) \quad \text{Ec. (15)}$$

4.4.2.2 Distribución de esfuerzos elástica

En cuanto al procedimiento de diseño de distribución elástica de esfuerzos, la resistencia a la flexión de la viga se determina con base en la suposición de variación de esfuerzos lineales. La formulación de resistencia de la sección para esta distribución, es la misma de momento de fluencia demostrada de la mecánica de materiales. Esta distribución de esfuerzos para el diseño no es frecuentemente utilizada debido a que proporciona diseños no muy eficientes y menos económicos en comparación con el procedimiento de distribución plástica de esfuerzos, motivo por el cual no se entrará en detalle en este. Para referencia del tema el lector puede acudir a Vinnakota (2010).

4.4.3 Resistencia de diseño para vigas compuestas en losas macizas

Para diseñar bajo las suposiciones de esfuerzos plásticos se deben tener en cuenta ciertos factores de seguridad, como los factores de sobrecargas y resistencia de los materiales detallados en las especificaciones de diseño con factores de carga y resistencia (LRFD, del inglés *Load and Resistance Factor Design*). Con base en lo anterior, el diseño de vigas compuestas debe cumplir lo establecido en la Ec. (16).

$$\phi R_n \geq \sum (y_i * Q_i) \quad \text{Ec. (16)}$$

Resistencia de diseño suministrada \geq Resistencia requerida

$$R_d \geq R_{req}$$

Donde

i = Tipo de carga (carga muerta, carga viva, viento, etc.)

Q_i = Efecto de carga nominal

y_i = Factor de carga correspondiente a Q_i

Rn = Resistencia nominal

Φ = Factor de resistencia correspondiente a Rn

$Rd = \Phi Rn$ = Resistencia de diseño

$Rreq = \sum yi * Qi$ = Resistencia requerida

4.4.3.1 Resistencia a momento positivo

Según lo planteado en el NSR-10 (F2.9.3.2.1), la resistencia de diseño a momento positivo para vigas compuestas con conectores tipo espigo o canal, ΦMn se halla para el estado límite de fluencia con base en la relación altura/espesor de la viga de acero, considerando un $\Phi = 0.9$ y Mn determinado a partir de la distribución plástica de esfuerzos (sección 4.4.2.1) cuando se cumpla lo indicado en la Ec. (17)

$$\text{Para } h / tw \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \text{Ec. (17)}$$

Mn determinado a partir de la suposición de los esfuerzos elásticos (sección 0), considerando los efectos de apuntalamiento, para el estado límite de fluencia en la fibra extrema (momento de fluencia) cuando se cumpla lo indicado en la Ec. (18)

$$\text{Para } h / tw > 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \text{Ec. (18)}$$

4.4.3.2 Resistencia a momento negativo

La resistencia de diseño a momento negativo, ΦMn se determina para la sección de acero considerada aisladamente, o alternativamente a partir de la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta, para el estado límite de plastificación de la sección (momento plástico), NSR-10 (F.2.9.3.2.2), con:

$$\Phi = 0.9$$

Dadas las siguientes condiciones:

- a) La viga es compacta y esta arriostrada adecuadamente de acuerdo con el numeral F.2.6 del Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.
- b) Se tienen conectores tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal que unen la losa de concreto a la viga de acero en la región donde se desarrollan momentos internos negativos (p.ej. apoyos simples o continuos de la viga).
- c) El refuerzo de la losa paralelo a la viga de acero, dentro del ancho efectivo de la losa, está desarrollado como lo indica el capítulo C.12 del NSR-10.

Un enfoque general del análisis y diseño de vigas compuestas en losas macizas como el que se ha propuesto, es necesario para entender el comportamiento a flexión de este tipo de estructuras. Un detalle más específico se detallará en esta sección, detalle que expondrá el diseño de vigas compuestas en casos en que la losa cuente con lámina *Steel deck*. Se presentarán a continuación las formulaciones del diseño a cortante a través del uso de conectores de cortante, se estudiarán los tipos de conectores permitidos según el reglamento NSR-10 y la distribución de estos en las secciones críticas.

4.4.4 Diseño de vigas compuestas en sistemas de entrepiso con losa sobre *Steel deck*

La resistencia de diseño a flexión, ΦMn de la viga compuesta en el sistema de entrepiso de losa de concreto vaciada sobre lámina *Steel deck*, se calcula bajo las mismas suposiciones y formulaciones de vigas compuestas expuestas en la sección 4.4.2, con algunas restricciones del NSR- 10 (AIS, 2010), como las siguientes:

- En caso de utilizar conectores de cortante de espigo, el diámetro del conector (de) no deberá ser mayor de 19 mm y las dimensiones deben cumplir con los requisitos exigidos en la Figura 17.
- Si las láminas se colocan con las costillas perpendiculares a la viga, el concreto que queda dentro del valle donde va el conector, no se debe de considerar al calcular el área de concreto a compresión. Tampoco debe considerarse este concreto para el cálculo de las propiedades de la sección.
- Si las láminas se colocan con las costillas paralelas a la viga de acero, el concreto, bajo la parte superior de la nervadura, incluido el del valle donde va el conector, puede considerarse al determinar las propiedades de la sección y debe tenerse en cuenta en los cálculos del área de concreto a compresión.
- Si la altura nominal de la nervadura hr (Figura 17) es mayor o igual que 38 mm, la dimensión w_r (ancho promedio de la nervadura o capitel) debe ser mayor que 50 mm si hay un solo espigo en la hilera transversal. En caso de tener más de un espigo en la hilera transversal, a la dimensión w_r debe sumársele cuatro veces el diámetro del espigo por cada espigo adicional. Esta restricción se detalla en la Ec. (19).

Si $hr \geq 38 [mm]$

$$w_r = 50 + (N-1)(4*de) [mm] \quad \text{Ec. (19)}$$

Donde

N = Número de espigos en la hilera transversal.

de = Diámetro del espigo

Espigo: conector de cortante con cabeza, soldado al perfil metálico.

Comercialmente las láminas *Steel deck* son fabricadas en Colombia de acuerdo a su altura: 2" MD2 - (50.8 mm) y 3" MD3 - (76.2 mm). Estas se venden en longitudes estándar de 6 metros. Los espesores comerciales de lámina son: 1.5 mm, 1.2 mm, 0.9 mm y 0.76 mm. El Capítulo F.2.9.3.2.2 del NSR-10 (AIS, 2010), especifica unas dimensiones mínimas para láminas *Steel deck*; estas dimensiones son detalladas en la Figura 17. La ficha técnica de las láminas es presentada en el Anexo 1.

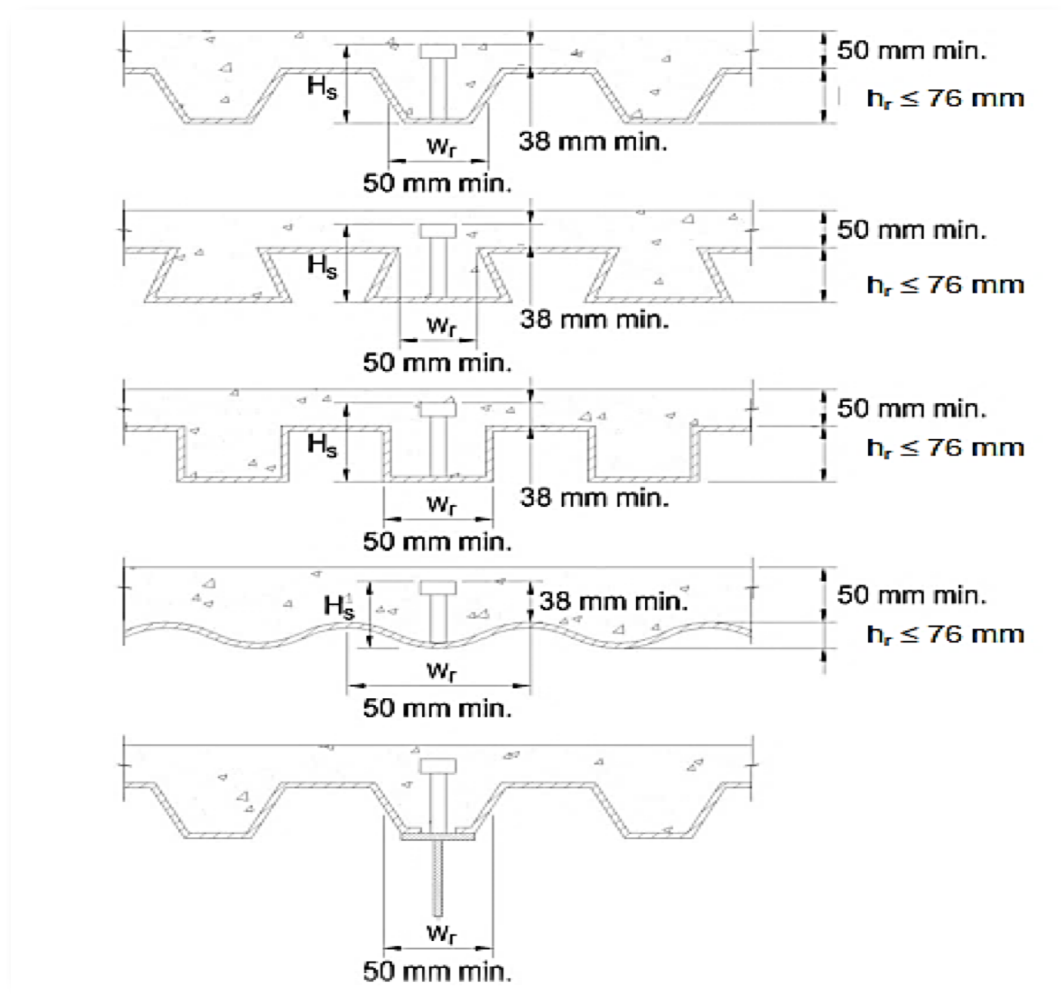


Figura 17. Dimensiones mínimas exigidas para vigas compuestas con losas sobre *Steel deck*. **Fuente:** AIS (2010)

4.5 Diseño de conexión por conectores de cortante

Los conectores de cortante deben diseñarse para resistir la menor de las fuerzas determinadas por las siguientes ecuaciones (Clement, 2010):

$$C_{\max} = 0.85 * F'_c * b_e * t \quad \text{Ec. (20)}$$

$$T_{\max} = A_s * F_y \quad \text{Ec. (21)}$$

C_{\max} : Fuerza máxima a compresión en la losa de concreto

T_{\max} : Fuerza máxima a tracción en perfil metálico

El NSR-10 recomienda unas ecuaciones para determinar la resistencia de dos tipos de conectores de cortante, el tipo espigo y el tipo canal, mostrados en la Figura 18 y Figura 19.

Estas ecuaciones son detalladas en la sección 4.5.1 y 4.5.2

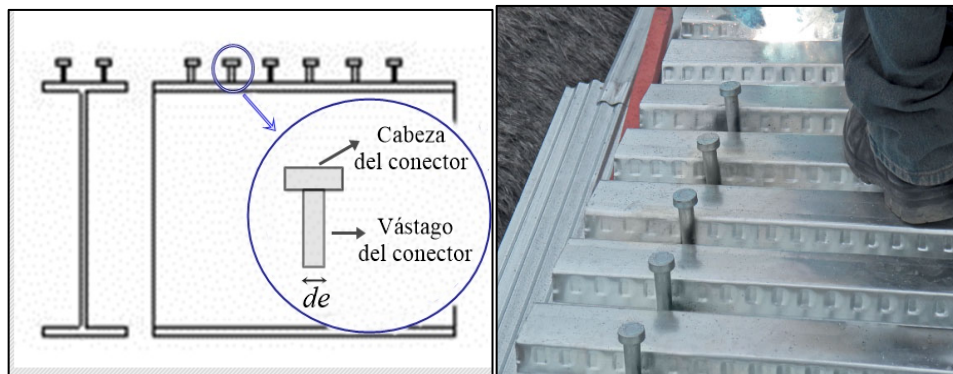


Figura 18. Conector de cortante tipo espigo.

Fuente: Recuperado de («Acero Deck—Conectores de Corte», 2018)

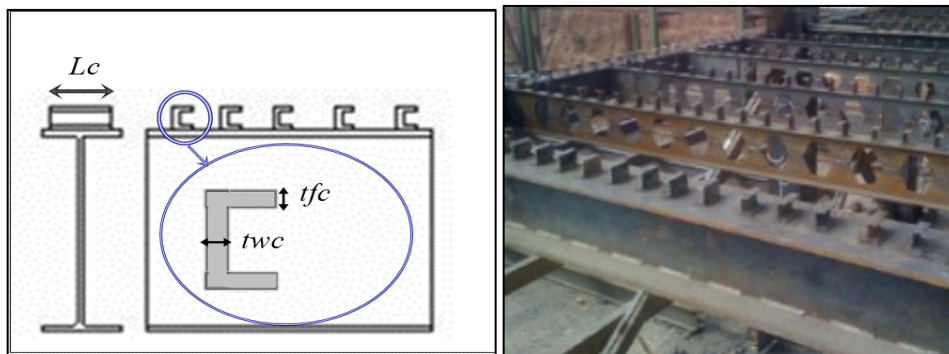


Figura 19. Conectores de cortante tipo canal.

Fuente: Recuperado de («Application-of-channel-shear-connectors-in-bridge-and-building», 2018)

4.5.1 Conectores tipo espigo

Estos conectores pueden utilizarse en losas macizas o losas con láminas *Steel deck* y su resistencia nominal especificada en reglamento NSR-10, capítulo F2.9.8.2.1, está dada por la Ec. (22).

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'_c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sc} * F_u \quad \text{Ec. (22)}$$

donde

Q_n = Resistencia nominal del conector de cortante [N]

A_{sc} = Área transversal del vástago del conector [mm²]

f'_c = Resistencia a compresión del concreto [MPa]

F_u = Resistencia a tracción del conector [MPa]

E_c = Módulo de elasticidad del concreto [MPa]

R_g = Coeficiente que tiene en cuenta el efecto de grupo para conectores.

R_p = Factor que tiene en cuenta el efecto de posición para un conector.

Tabla 1. Factor y coeficientes de resistencia R_g y R_p

Condición	R_g	R_p
Sin tablero	1	0.75
Tablero metálico (<i>Steel deck</i>) orientado paralelamente al perfil de acero.		
$W_r / h_r \geq 1.5$	1.0	0.75
$W_r / h_r < 1.5$	0.85 **	0.75
Tablero metálico (<i>Steel deck</i>) orientado perpendicularmente al perfil de acero		
Número de espigos que ocupan el mismo valle del tablero metálico		

1	1	0.6 +
2	0.85	0.6 +
3 o más	0.7	0.6 +

Fuente: Tomado del NSR-10 (AIS, 2010)

hr = altura nominal de nervadura; Wr = ancho promedio de nervadura o capitel

** Para un espigo sencillo

+ Este valor puede aumentarse a 0.75 cuando se cumpla la Ec. (23)

$$e_{mid-hr} \geq 50mm \quad \text{Ec. (23)}$$

e_{mid-hr} = distancia entre el borde del vástago del espigo y el alma del tablero metálico, tomada a la mitad de la profundidad de la nervadura y en dirección de la fuerza ejercida por el conector, [mm] (Figura 23).

4.5.2 Conectores tipo canal

Estos conectores pueden utilizarse en losas macizas y su resistencia nominal especificada en el reglamento NSR-10, F2.9.8.3, está dada por la Ec. (24).

$$Q_n = 0.3 * (t_{fc} + 0.5 t_{wc}) * L_c * \sqrt{F'_c * E_c} \quad \text{Ec. (24)}$$

Ecuación válida solo para losa maciza de concreto

donde

Q_n = Resistencia nominal del conector de cortante [N]

t_{fc} = Espesor de aleta del conector en canal [mm]

t_{wc} = Espesor del alma del conector en canal [mm]

L_c = Longitud del conector en canal [mm]

4.5.3 Número requerido y distribución de conectores de cortante por diseño

El número de conectores de cortante requeridos entre la sección de máximo momento flector y la sección adyacente de momento cero, debe obtenerse dividiendo Vh (fuerza cortante total) entre la resistencia nominal de un conector; así se encuentra descrito en el capítulo F.2.9.8.2.4 del reglamento NSR-10. Se presenta detalle en la Ec. (25).

$$n = \frac{Vh}{Q_n} \quad \text{Ec. (25)}$$

Los conectores de cortante requeridos a cada lado del punto de máximo momento, positivo o negativo, se distribuyen uniformemente entre tal punto y los puntos adyacentes de momento cero. El número de conectores colocados entre cualquier carga concentrada y el punto más cercano de momento cero deberá ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada (Clement, 2010).

Algunas condiciones adicionales, especificadas por el NSR-10 (Capítulo F.2.9.8) son:

- El recubrimiento lateral de concreto de los conectores de cortante debe ser de 25 mm como mínimo (excepto para espigos embebidos en losas sobre *Steel deck*).
- El diámetro de los conectores tipo espigo debe ser menor o igual que 2.5 veces el espesor de la aleta a la cual se soldarán, a no ser que estén ubicados sobre el alma.
- El espaciamiento mínimo centro a centro entre conectores de espigo, a lo largo de la viga compuesta, será de seis diámetros en placas sólidas, y cuatro diámetros si se usa lámina *Steel deck*. Lateralmente, será de cuatro diámetros en todos los casos.
- El espaciamiento máximo centro a centro de conectores de cortante no debe exceder ocho veces el espesor de la placa de concreto o 900 mm.

- La lámina se debe anclar a todos los miembros de soporte a distancias no mayores de 460 mm. Los anclajes pueden proporcionarse por medio de conectores de espigo, soldaduras de tapón u otro sistema adecuado.

Nota: Se hace hincapié en que el reglamento de construcciones sismo resistente NSR-10 solo especifica una ecuación para la implementación de conectores en vigas compuestas con losas sobre *Steel deck*; esta ecuación es para los conectores tipo espigo. Este hecho demuestra la falta de una formulación que permita un diseño eficiente utilizando otro tipo de conector como por ejemplo el tipo canal; razón por la cual esta investigación se encaminara en desarrollar, un modelo matemático y experimental que refleje el comportamiento mecánico de este conector (canal) en losas sobre *Steel deck*.

4.6 Tipo de conectores a investigar



Figura 20. Conector de cortante tipo canal.

Fuente: («Application-of-channel-shear-connectors-in-bridge-and-building», 2018)



Figura 21. Conector de cortante tipo espigo fabricado en Colombia. **Fuente:** Autor

5 Contexto histórico

Realizando un recorrido histórico en el estudio de secciones compuestas, se precisa un reconocimiento del uso de estas construcciones a mediados del siglo XIX. La patente de armadura compuesta de madera y hierro forjado realizada por William Hove en 1840 fue la encargada de abrir las puertas para un nuevo tipo de construcciones que pronto inundó el medio constructivo.

Aunque al principio, las investigaciones encaminaban a construcciones híbridas y de sistemas de protección contra el fuego, en la entrada del siglo XX se iniciaron varios estudios sobre vigas compuestas. El primero de estos estudios, fue desarrollado por Scott en 1925, quien publicó resultados del comportamiento de vigas embebidas en concreto; esta investigación serviría más tarde de incentivo para Caughey y Scott (1929), quienes publicaron un artículo del diseño de una viga de acero conectada a una placa de concreto. En el artículo se detalla la necesidad de incluir conectores mecánicos que resistan las fuerzas cortantes horizontales que se generan en la superficie de contacto de los dos materiales. Iniciaba entonces una etapa de desarrollo experimental para conexiones mecánicas, aunque ya existiesen (para la década) diversas formas de conexión, como los pernos de cabeza, canales laminados en caliente, espirales de barras de acero y anclajes de gancho abierto o gancho cerrado.

Un evento crucial en el espacio cronológico que causó gran impacto en el desarrollo de las uniones mecánicas, fue el desarrollo de la soldadura en el año 1962, la cual volvió prácticos los procesos de conexión y dio entrada a las uniones antideslizantes, también llamadas conectores de cortante. A partir de esta época, las tendencias en investigaciones se encaminaron a secciones compuestas en concreto-acero, abordando enfoques de estudios como: eficiencia de tipos de conectores de cortante, adherencia de los materiales, tipos de

fallas en sección compuesta, resistencia última de la sección, vigas compuestas en losas sobre *Steel deck*, entre otros.

Las investigaciones acerca de los conectores de cortantes han sido abordadas principalmente mediante ensayos experimentales, destacándose el ensayo de conectores o como comúnmente se conoce, ensayos *Push-out*. Estos ensayos fueron la base sobre la cual se fundamentaron los primeros métodos de diseño (Davies, 1967; Larrua, 1992; Rambo-Roddenberry, 2002) e incluso por su efectividad, son muchas veces representados por medio de simulaciones numéricas, obteniéndose buenos resultados.

Las probetas para ensayos *Push-out* son compuestas por un perfil de acero I, o dos perfiles T que unidos que formen una I (Lyons, 1994; Rambo-Roddenberry, 2002). En las alas de estos perfiles son soldados los conectores de cortante y posteriormente estos conectores son embebidos en concreto por las losas que se construyen a cada lado. Las losas deben ser rectangulares del tipo macizas o losas con lámina *Steel deck*.

Los especímenes son ensayados en laboratorio aplicándole una carga vertical controlada al perfil de acero como se muestra en la Figura 22; esta carga genera un estado de esfuerzos en los elementos estructurales de la conexión (losa y conector) que induce el fallo en las probetas. Con la carga máxima obtenida de los ensayos se determina la capacidad resistente de la conexión (ver detalle en sección 0).

Para ensayos con losas macizas, el *Eurocode 4* (EN-1994-1-1:2004) reglamentó una probeta estándar, con 8 conectores unidos al perfil metálico (4 en cada ala). El código de prácticas CP 117 (del inglés *Code of Practice*) del instituto de estándares británicos (*British Standards Institution* - BSI) por su parte, propone 4 conectores para estas losas, dos a cada lado del perfil, mientras que Lam y Ellobody (2005) sugieren en sus estudios una probeta de dos conectores, uno a cada lado del perfil metálico. Algunas dimensiones propuestas para estos

ensayos son: 600 mm × 650 mm × 150 mm (base × altura × ancho) – *Eurocode 4*, 305 mm × 457 mm - CP 117, 600 mm × 650 mm × 100 mm (Ramirez et al., 2007). Para ensayos *Push-out* en sistema de losas con presencia de láminas *Steel deck* no existe una probeta estándar reglamentada.

La evolución histórica de ensayos *Push-out*, comenzó cuando Chinn (1965) realizó 10 ensayos de conectores en probetas de losas macizas. Para estos ensayos utilizó pernos de distintos diámetros observándose dos fallas asociadas a la conexión (aplastamiento del concreto y cortante en el conector). El resultado de esta investigación dio lugar al planteamiento de la primera formulación de predicción para la capacidad resistente de la conexión Ec. (26).

$$Q_{sc} = 39.22 * de^{1.766} \quad \text{Ec. (26)}$$

Esta ecuación tuvo poca vigencia, dado que tenía en cuenta solo el diámetro del conector *de*, motivo por el cual los investigadores Slutter y Driscoll (1965) realizaron 9 ensayos de conectores y demostraron (por medio de la Ec. (27)), una mejor aproximación de la resistencia de la conexión, teniendo en cuenta otras variables como la resistencia del concreto a compresión.

$$Q_{sc} = 930 * de^2 * \sqrt{F'_c} \quad \text{Ec. (27)}$$

Posteriormente Davies (1967) compiló 20 ensayos de conectores en los que involucra el espaciamiento entre los conectores para el cálculo de la resistencia de la conexión. Goble (1968) por su parte habló por primera vez del fenómeno de “*Pull-out*”. Fenómeno que ocurre en las conexiones cuando $de / tf \geq 2$ donde *de* corresponde al diámetro del conector y *tf* es el espesor del ala del perfil.

Para la década de los 70 surgen investigaciones relevantes en el tema de la resistencia de los conectores de cortante. Olggard, Slutter y Fisher (1971) realizaron 48 ensayos en los cuales incluyeron parámetros de estudio como el área de la sección transversal del conector, módulo de elasticidad y densidad del concreto. Las expresiones halladas en esta investigación constituyeron un aporte importante en el cálculo de la resistencia de los conectores; prueba de esto es la actual vigencia en importantes normativas como la AISC-360 (ANSI, 2010) (2016) y en el *Eurocode4* (EN-1994-1-1:2004) con modificaciones detalladas en la Ec. (28).

$$Q_{sc} = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'_c * E} \quad \text{Ec. (28)}$$

A finales del siglo pasado muchas investigaciones se encaminaron al estudio de vigas compuestas con presencia de lámina *Steel deck*. Entre las investigaciones relevantes se encuentran las de Grant, Fisher y Slutter (1977), quienes logran por medio de su investigación pronosticar la reducción de resistencia de la ecuación anterior cuando la sección es compuesta por medio de losa con presencia de lámina *Steel deck*. Hawkins y Mitchell (1984), quienes aplicaron cargas cíclicas y monotónicas a 23 ensayos en tipologías de viga – losa maciza y viga-losa con presencia de lámina *Steel deck*, demostrando que la resistencia de la conexión disminuye para láminas de gran altura. Oehlers & Coughlan (1986), quienes comprobaron mediante una base experimental de 116 ensayos que el deslizamiento en la falla es alrededor de una tercera parte del diámetro del perno. Robinson (1988), quien demostró que el incremento de uno a dos pernos en el canal provoca un decremento de la capacidad resistente de cada conector. Jayas & Hosain (1988), quienes estudiaron el comportamiento de vigas compuestas teniendo en cuenta el espaciamiento longitudinal entre conectores y la geometría de la lámina *Steel deck*. Jayas & Hosain formularon las Ec. (29) y Ec. (30).

$$V_c = 0.35 * \lambda * \sqrt{f'_c} A_c \leq Q_{sc} \quad \text{Ec. (29)} ; \quad \text{Para la lámina de 76.2 mm}$$

$$V_c = 0.61 * \lambda * \sqrt{f'_c} A_c \leq Q_{sc} \quad \text{Ec. (30)} ; \quad \text{Para la lámina de 38.1 mm}$$

Mottram & Johnson (1990), desarrollaron años después una ecuación de diseño que consideraba cantidad de conectores en la sección, altura de lámina, posición del conector, entre otras variables. Dicha ecuación brindaba valores de capacidad resistente muchos más confiables que formulaciones anteriores. Estas ecuación fueron mejorando su predicción de respuesta por investigaciones como las de Lloyd & Wright (1990) y Lawson (1992) que involucraron variables como área de la superficie de falla y posición del conector en canal. Otras de las investigaciones desarrolladas en la última década del siglo XX, tuvieron como variable la resistencia de la conexión para posición favorable y desfavorable del perno, como ejemplo de esto se encuentra la investigación de Lyons (1994). También se realizaron investigaciones como la de Johnson y Yuan (1997), quienes determinaron ecuaciones de resistencia basadas en modelos teóricos.

En los últimos 20 años y debido a los avances tecnológicos en computación, las investigaciones se han direccionado hacia el estudio analítico de secciones compuestas por medio de modelación y simulación numérica (Método de los Elementos Finitos - MEF o FEM de su sigla en inglés *Finite Element Method*), con validación de resultados por desarrollo experimental. La mayoría de estos modelos se desarrollan teniendo en cuenta la geometría real de las probetas y el comportamiento de los materiales bajo parámetros de modelos constitutivos. Algunas de las investigaciones relevantes que se han realizado de esta manera son las de Ellobody (2002), Lam Dennis & Ellobody Ehab (2005), Ellobody & Young (2006), Bonilla, Larrúa, Mirambell, & Recarey (2007b, 2007a, 2007c; 2010), Qureshi, Lam, & Ye (2010), Dai, Lam, Sheehan, Yang, & Zhou (2018); estas investigaciones

estuvieron enfocadas al comportamiento de conectores de cortante tipo perno y espigo en vigas compuestas con sistemas de losas macizas y losas vaciadas sobre *Steel deck*. Para los conectores de cortante tipo canal se citan investigaciones con estudio numérico y experimental en sistemas con losas macizas como las de Tahmasbi, Maleki, Shariati, Sulong, & Tahir (2016) e investigaciones netamente experimentales en sistemas con losas compuestas en presencia de lámina *Steel deck* como las de Pashan (2006), Ramirez et al (2007), Huertas (2013) y Hoyos (2015).

6 Campaña experimental

La experimentación es tal vez el factor más importante e innegable en el estudio de secciones compuestas y en particular de las conexiones o enlaces presentes entre el acero y el concreto. En la práctica actual existe un número importante de ensayos desarrollados entre los cuales se encuentran los ensayos *Pull-out*, *Push-out* y losas en flexión a escala completa.

Para lograr este desarrollo experimental se ha propuesto realizar en laboratorio ensayos *Push-out*, con el fin de determinar la resistencia a corte directo de los conectores de cortante.

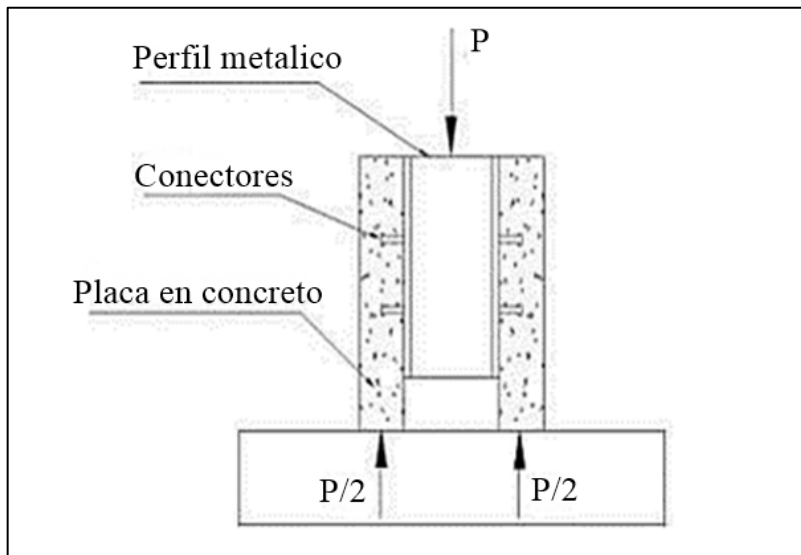


Figura 22. Detalles del ensayo Push-out. **Fuente:** Rivera (2012)

6.1 Ensayos *Push-out*

En este ensayo se aplica una carga vertical a un perfil metálico conectado en sus dos patines a losas de concreto; la conexión se realiza por medio de conectores de cortante. Estas losas están apoyadas en su superficie inferior a una base horizontal por medio de la cual se distribuyen las cargas. El propósito del ensayo es medir la resistencia de los conectores de cortante y el deslizamiento relativo que se genera entre la losa de concreto y el perfil metálico hasta llegar a la falla. La falla en la conexión puede deberse al aplastamiento del concreto en

la zona de contacto entre la losa y el conector, a ruptura por tracción en el conector de cortante, a desprendimiento por fallo en la soldadura o a esfuerzos combinados en la losa de concreto. La resistencia de cada conector es igual a la mitad de la carga última aplicada en el perfil metálico (por simetría).

La aplicación de la carga en esta investigación se realizó por medio de una máquina universal Shimadzu, ubicada en el Laboratorio de Geotecnia y Materiales de Construcción adscrito al departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad del Norte; la capacidad máxima de carga del equipo es de 500 kN a compresión monotónica. Esta máquina guarda el registro de carga en tiempo real; los desplazamientos relativos se midieron con potenciómetro de desplazamientos sincronizado a la carga.

La concepción general del experimento se basó en realizar ensayos monotónicos de carga controlada a especímenes de sección compuesta de losas con láminas *Steel deck*, conectadas por dos tipos de conectores de cortante diferente (tipo canal y tipo espigo fabricados en Colombia). El principal objetivo del ensayo consistió en evaluar el comportamiento mecánico de los conectores de cortante antes mencionados, teniendo en cuenta las variables de ubicación del conector de cortante tipo espigo y longitud y ubicación del conector de cortante tipo canal. Para el conector tipo canal se realizaron 12 ensayos, y para los conectores tipo espigo de fabricación nacional, 8 ensayos. El número total de ensayos fue de 20. Todas las conexiones efectuadas entre perfil metálico y conector de las probetas se realizaron mediante soldadura de arco eléctrico E7018, a excepción de 4 probetas con conectores tipo espigo que fueron conectadas con soldadura de arco eléctrico E6011. La variable “ubicación del conector” hace referencia al posicionamiento del conector dentro del valle de la lámina, tomándose como referencia la posición fuerte cuando el conector se encuentra con mayor

volumen de concreto resistente a corte ($e_{mid-ht} \geq 50mm$) y posición débil cuando este es menor ($e_{mid-ht} < 50mm$). Lo anterior se puede apreciar en la Figura 23.

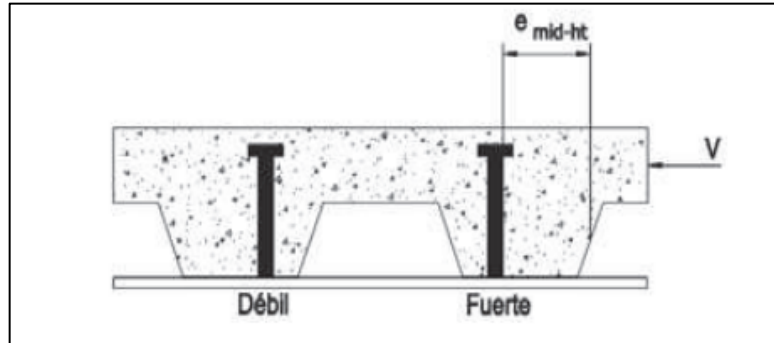


Figura 23. Parámetro de posición de conector. **Fuente:** Tomado del NSR-10 (AIS, 2010)

e_{mid-ht} = distancia entre el borde del vástago del espigo y el alma del tablero metálico, tomada a la mitad de la profundidad de la nervadura y en dirección de la fuerza ejercida por el conector, [mm].

La longitud del conector tipo canal L_c , es una medida de la extensión del conector, tomada en una proyección perpendicular al plano de la sección transversal C (Figura 19).

6.2 Descripción de las probetas

Siguiendo los parámetros del *Eurocode 4*, en cuanto a construcción de probetas para ensayos *Push-out* en sistemas con losas macizas, se diseñaron probetas de iguales características constituidas por un perfil metálico W8x31 (equivalente a un IPE200) de 600 mm de longitud y dos losas simétricas de concreto con lámina *Steel deck* conectadas al perfil, de dimensión 600 mm × 650 mm × 100 mm (base × altura × espesor). La conexión se realizó por medio de un conector en cada ala del perfil metálico. La altura hr y espesor de la lámina permanecieron constantes, de la siguiente manera: $hr = 2"$ o 50.4 mm y espesor de 0.76 mm. El detalle de estas probetas se puede visualizar en la Figura 24, Figura 25 y Figura 26.

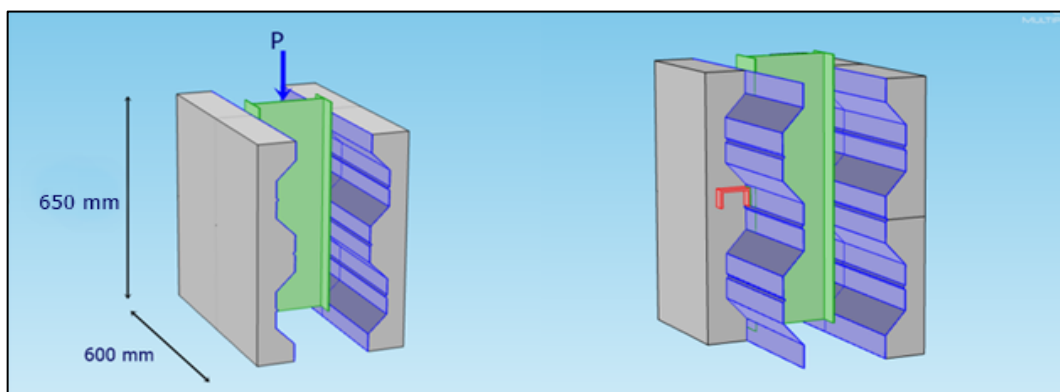


Figura 24. Vista general de probetas. **Fuente:** Autor

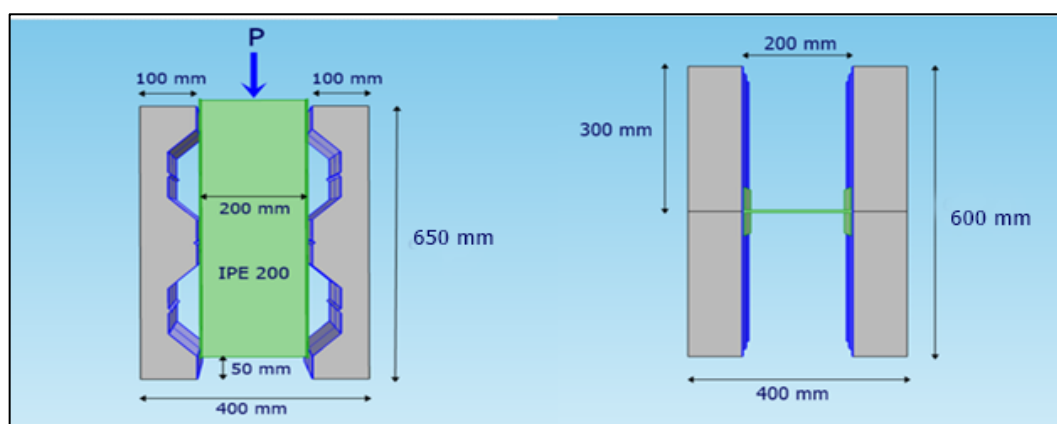


Figura 25. Vista perfil (izq.) y vista en planta (der.) de probetas. **Fuente:** Autor.

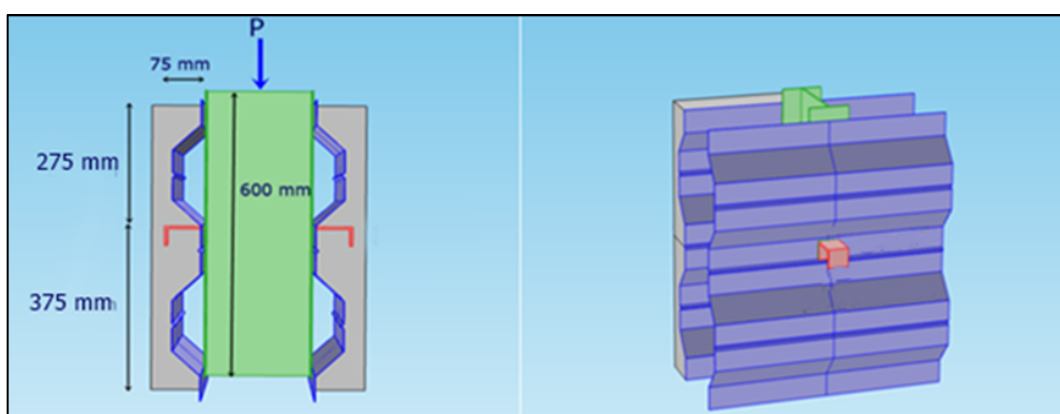


Figura 26. Vista de detalle del conector. **Fuente:** Autor.

6.2.1 Nomenclatura de probetas

Todos los conectores de cortante tipo espigo poseen la misma geometría, un diámetro del vástago $de = 15.9$ mm y un diámetro de la cabeza del conector de 30 mm. La altura total del conector es de 75 mm; la variable para determinar la resistencia de la conexión con este conector fue la ubicación. Los conectores de cortante tipo canal poseen una altura de $hc = 76.2$ mm, un ancho de $bfc = 35.8$ mm y unos espesores de aleta del conector $tfc = 6.93$ mm y del alma $twc = 4.31$ mm. La ubicación y longitud del conector de canal fueron variables de estudio. Para detalle de geometría de los conectores ver Figura 18 y Figura 19.

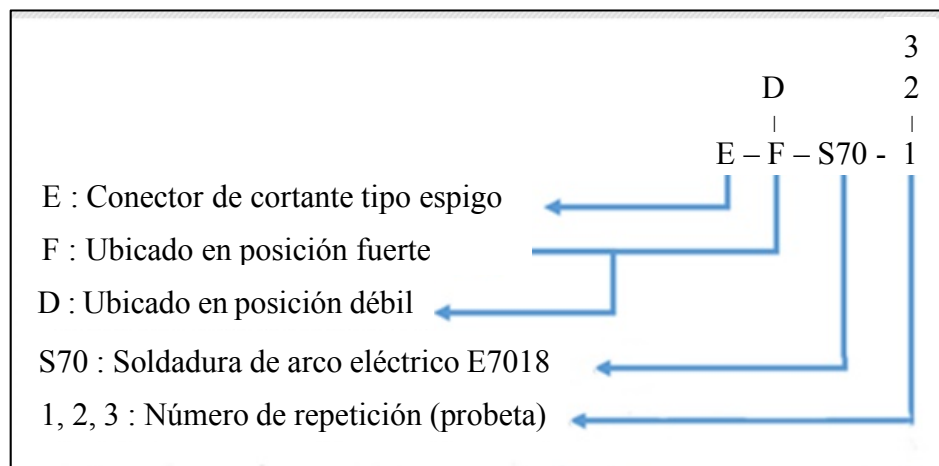


Figura 27. Nomenclatura conector tipo espigo. **Fuente:** Autor.

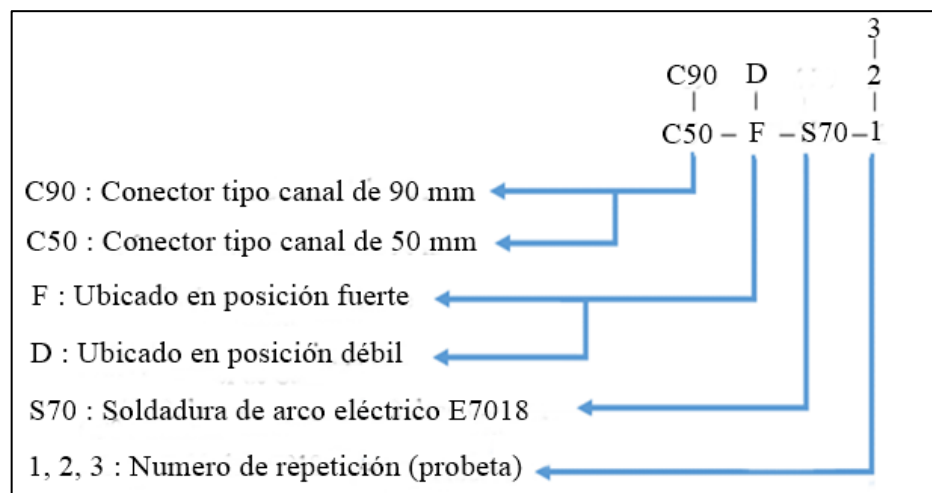


Figura 28. Nomenclatura conector tipo canal. **Fuente:** Autor.

Nota: Todas las probetas fueron construidas con concreto de resistencia a la compresión de 28 MPa. 4 probetas debieron ser construidas con soldadura E6011, las probetas que fallaron por soldadura no fueron tenidas en cuenta para el análisis de resultados.

6.3 Materiales

Esta sección detalla las propiedades mecánicas de los materiales que conforman los elementos estructurales, estos materiales son: concreto en losa de sección compuesta y acero en perfil metálico, conector de cortante y lámina *Steel deck*.

6.3.1 Concreto

La resistencia a compresión del concreto de las losas en sección compuesta fue de 28 MPa.

La mezcla no fue realizada en sitio sino que consistió en concreto premezclado. Este material fue donado para esta investigación por la empresa Ultracem, para lo cual se suministraron 1.5 m³, cantidad necesaria para la construcción de las 20 probetas descritas.

En el momento de la fundida se tomaron 4 cilindros de concreto y 3 viguetas, para poder realizar la caracterización de las propiedades mecánicas del material. Durante 4 semanas se realizó el curado a las probetas por medio de riego de agua con mangueras, dos veces al día.

Las probetas y los cilindros fueron fallados después 4 meses después de haberse construido.

Para realizar cada una de estas actividades se tuvieron en cuenta las normas NTC-550, NTC-504 y NTC-673. Los resultados obtenidos para carga axial de compresión de las muestras de concreto se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2. Resistencia a la compresión de cilindros de concreto

Muestras	F'c (MPa) compresión	Esfuerzo promedio a compresión
Cilindro 1	29.21	28.09 MPa
Cilindro 2	25.87	
Cilindro 3	29.42	
Cilindro 4	28.02	

Fuente: Autor

Se detalla una de las curvas de esfuerzo a compresión de un cilindro de concreto en la Figura 29.

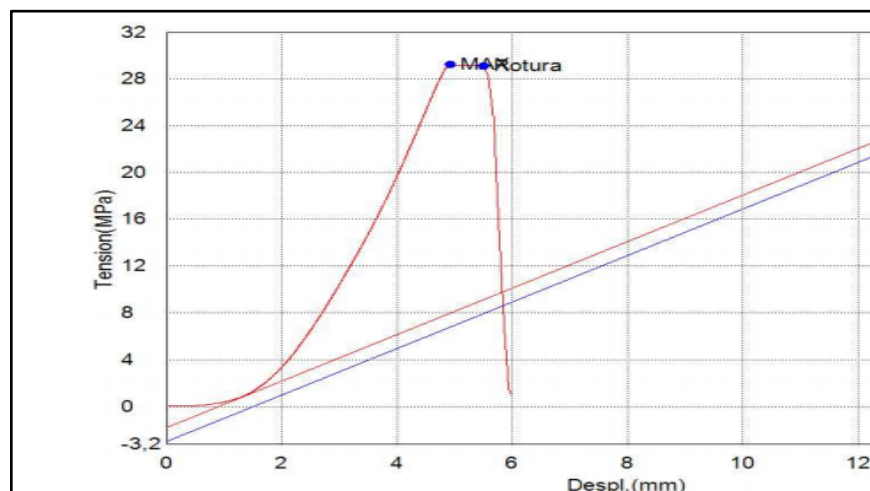


Figura 29. Curva esfuerzo vs. desplazamiento – compresión en máquina universal.

Fuente: Autor

Para la resistencia a tracción se realizaron ensayos de módulo de rotura en 3 probetas, la aplicación de la carga se realizó en el centro de su longitud, las viguetas de concreto tenían dimensiones de 150 mm × 150 mm × 600 mm (base × altura × longitud), la resistencia a tracción de estas probetas se detallan en la Tabla 3.

Tabla 3. Resistencia a tracción en viguetas de concreto

Muestras	Ft (MPa) tracción	Esfuerzo promedio a tracción (MPa)
Cilindro 1	2.95	2.86
Cilindro 2	3.00	
Cilindro 3	2.60	

Fuente: Autor

6.3.2 Acero

Este material fue utilizado en conectores de cortante, perfil metálico y lámina *Steel deck*.

Las características del material para cada elemento son:

Conectores de cortante: Las propiedades mecánicas del acero de los conectores (canal, espigo) se obtuvieron de ensayos de tracción en probetas de acuerdo a NTC 3353. Para esto se tomaron 4 muestras del material y se realizaron ensayo a tracción en la maquina universal, En la tabla 4 se describen las propiedades determinadas por ensayo del material y en la Figura 30 se detalla la curva de esfuerzo determinada para una probeta.

Tabla 4. Propiedades mecánicas del acero de conectores.

Elemento	Esfuerzo de fluencia	Esfuerzo último	Módulo de elasticidad
Conectores	356 MPa	503 MPa	204 000 MPa

Fuente: Autor

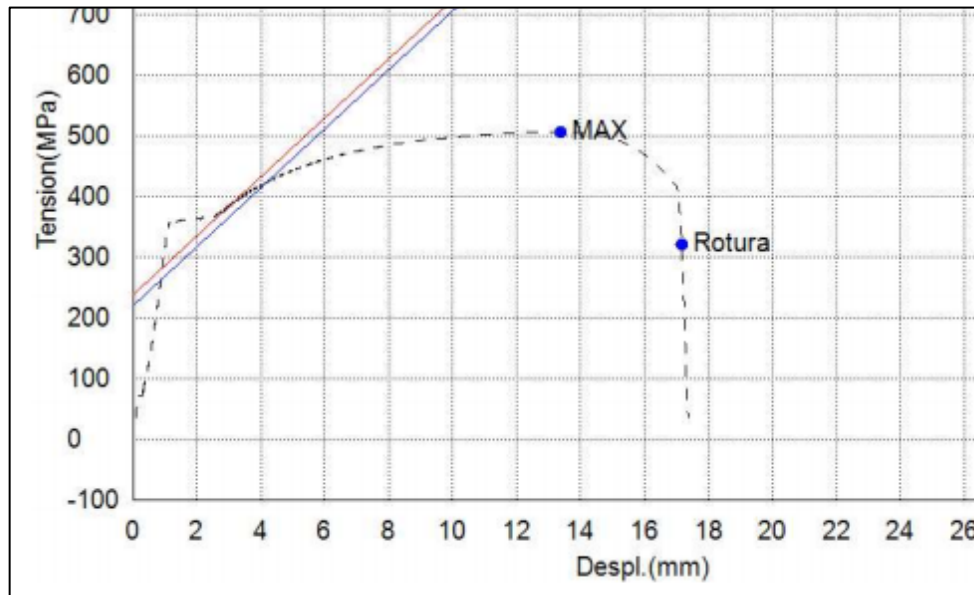


Figura 30. Curva esfuerzo vs. desplazamiento de acero en conectores – tracción en máquina universal.

Nota: Las curvas de esfuerzos vs desplazamiento de todas las probetas son detalladas en anexos

Perfil metálico: El perfil metálico utilizado para los ensayos es un perfil de acero laminado IPE200. Este perfil fue adquirido en longitudes de 6 metros y posteriormente cortado en tramos de 0.6 m. Las propiedades mecánicas de este material fueron proporcionadas por la empresa (Agofer S.A.S) que distribuye este material. Estas propiedades son las siguientes: esfuerzo de fluencia de 350 MPa y módulo de elasticidad de 200 000 MPa.

Lámina *Steel deck*: La lámina utilizada para la investigación es de espesor 0.762 mm; esta lámina fue cortada en dimensiones de 600 mm × 650 mm. Las especificaciones de la lámina fueron proporcionadas por la empresa (Acesco) que distribuye el material. El módulo de elasticidad del acero fue $E = 203\,000$ MPa. Otras características importantes del material se detallan en la Figura 31.

Propiedades de lámina METALDECK	
Punto de fluencia mínimo	40ksi (272MPa)
Resistencia última	55ksi (380MPa)
Elongación en 50mm	16%
Recubrimiento en Zinc	G60

TABLA 2.1 PROPIEDADES DE LA LÁMINA GALVANZADA PARA FABRICACIÓN DE METALDECK

Figura 31. Propiedades mecánicas del acero de lámina. **Fuente:** Acesco

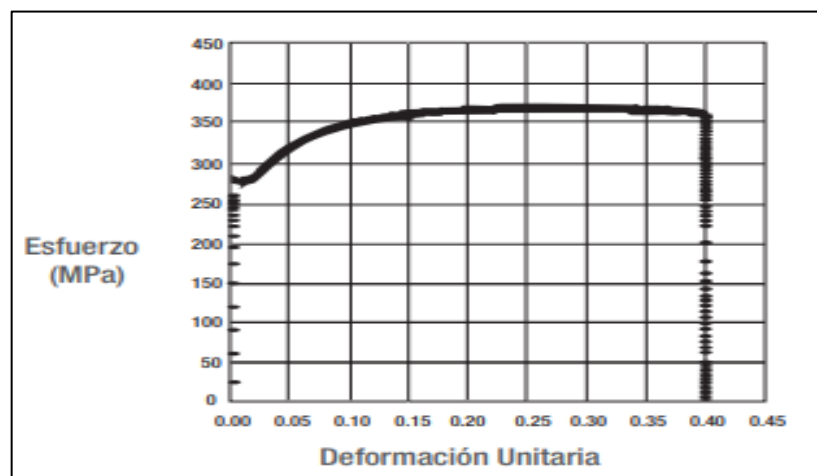


Figura 32. Curva esfuerzo vs. deformación del acero de la lámina. **Fuente:** Acesco

6.3.3 Proceso de construcción de las probetas

La Tabla 5 detalla las cantidades de materiales que fueron necesarias para el desarrollo experimental de la presente investigación.

Tabla 5. Cantidades de materiales para la construcción de probetas

Material o Elementos	Cantidad
Conector tipo espigo	16
Conector tipo canal 50 mm	12
Conector tipo canal 90 mm	12

Lámina <i>Steel deck</i> de 6 metros	5
Concreto $F'c = 28$ MPa	1.5 m ³
Perfil IPE 200	12 m

Fuente: Autor.

Para la construcción de probetas, se hicieron cortes en las láminas *Steel deck* y en el perfil metálico. Las láminas se cortaron en secciones de 600 mm × 650 mm como se ve en la Figura 33; las dimensiones fueron escogidas conociendo la necesidad de contar con una zona central (valle) donde se ubicaría el conector y dos zonas (superior e inferior) que sirvieran de apoyo, estabilidad y simetría a la probeta. Para el perfil se hicieron cortes longitudinales de 600 mm.

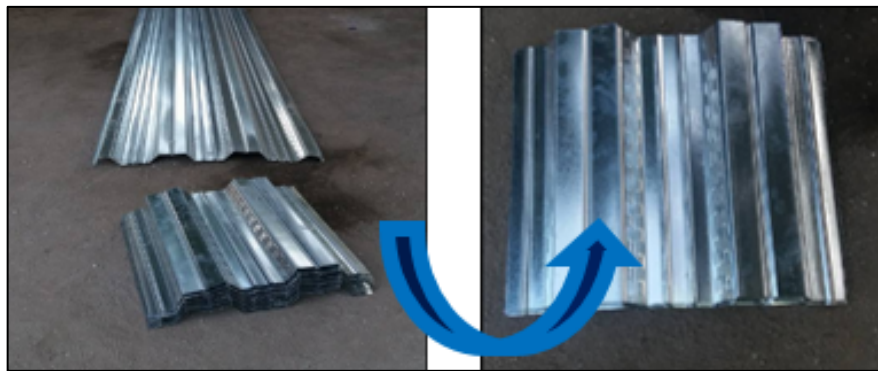


Figura 33. Corte de láminas *Steel deck*. **Fuente:** Autor

Los perfiles y las láminas se llevaron a un taller mecánico de soldadura, con el fin de realizar la conexión de los conectores de cortante al perfil metálico, la ubicación del conector se realizó teniendo en cuenta dos posiciones: fuerte y débil según lo establecido en la nomenclatura de la probeta. La soldadura utilizada fue de arco eléctrico de electrodo E-7018 para todas las probetas, excepto para 4 probetas con conectores de espigo que se implementó soldadura E-6011. En la Figura 34 se detalla proceso de construcción.



Figura 34. Soldadura de conectores de cortante. **Fuente:** Autor.

Posterior al proceso de soldadura de conectores, se realizaron perforaciones de $\frac{3}{4}$ de diámetro a los perfiles metálicos para facilitar con gancho la carga y transporte de probetas a la máquina de carga universal del laboratorio. Para el encofrado, se alquiló formaletería para muro, del sistema SYM-PLY; este sistema permitió un rápido montaje, debido a que las dimensiones de los elementos de soporte son adecuadas para la geometría del experimento. De esta forma se colocaron 6 soportes laterales, cada uno de 3.0 m \times 0.6 m (largo \times alto), espaciados cada 0.4 m. En el otro sentido se colocaron tablonces de 0.4 m \times 0.6 m (ancho \times alto). Al final quedaron 20 espacios de medidas 0.4 m \times 0.6 m \times 0.6 m (ancho \times largo \times alto) (ver detalle en Figura 35)



Figura 35. Formaletería instalada para vaciado de concreto. **Fuente:** Autor.

Finalmente, se realizó el vaciado y curado de probetas. El vaciado fue de manera manual, vertiendo el concreto en cada una de las probetas. Este proceso puede apreciarse en la Figura 36 y Figura 37. La vibración se realizó en todo momento de manera uniforme, buscando la mejor homogeneidad posible de la mezcla. En esta parte de la experimentación se tomaron 4 muestras cilíndricas de concreto ($\phi = 150 \text{ mm}$ y $h = 300 \text{ mm}$) y 3 viguetas de $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ (base \times alto \times largo), para caracterizar propiedades del material; además se realizó curado de probetas por medio de riego de agua (mangueras), durante los 30 días posteriores al vaciado de las probetas.



Figura 36. Vaciado de concreto en formaletería. **Fuente:** Autor.



Figura 37. Probetas fundidas. **Fuente:** Autor.

6.3.4 Montaje de ensayo de corte (Push-out)

El montaje de las probetas en la máquina universal, requirió de un montacargas de elevación con base de rodillos; con este, se levantaron y transportaron las probetas (150 kg), hacia la máquina y se ubicaron en una base metálica que tenía una franja superior en neopreno de 400 mm × 600 mm × 20 mm de espesor (ver detalle en Figura 38). Esta base se diseñó con el fin de lograr una distribución uniforme de las cargas en los apoyos inferiores de las probetas.

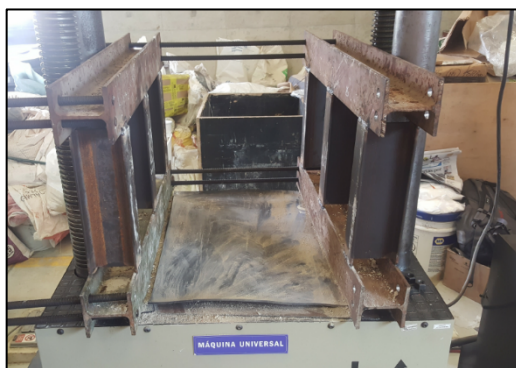


Figura 38. Franja de neopreno. **Fuente:** Autor.

Para evitar tipos de fallas estructurales no deseados (flexión-pandeo) en el ensayo, se diseñó un arriostramiento lateral para las probetas, este arriostramiento funcionó de abrazadera y su función fue evitar pandeos al momento de aplicación de carga y lograr una distribución de fuerzas cortantes iguales para cada conector. Esta abrazadera constó de perfiles HEA100 conectados por barras roscadas. Unas tuercas son colocadas en las barras, en una ubicación a tope con los perfiles para evitar desplazamiento. Dos perfiles verticales ubicados en los extremos sirven de apoyo lateral de la probeta (Figura 39).



Figura 39. Arriostamiento de probetas montadas en máquina universal. **Fuente:** Autor.

Ubicadas las probetas en la máquina universal, se situó un platón metálico de 1" (25.4 mm) en la parte superior del perfil, en contacto con el pistón de carga de la máquina. El sistema de medición de carga fue el proporcionado por la máquina universal, mientras que el sistema de medición de desplazamiento se realizó de dos maneras: un medidor de desplazamiento relativo (*stringpot*) ente la parte superior móvil de aplicación de carga de la máquina y la parte superior de la losa de concreto (Figura 40) y una medición manual con regla para medir desplazamiento relativo entre el perfil de acero y la losa en la parte superior de la probeta.



Figura 40. Sistema de medición de desplazamiento. **Fuente:** Autor.

7 Resultados Experimentales

La resistencia de la conexión fue la variable a determinar para cada probeta de la fase experimental. La carga máxima registrada por la máquina en las pruebas, fue dividida entre dos (números de conectores), para obtener el valor de la resistencia máxima por cada conector. Esta distribución de carga ($0.5 \times$ carga - para cada conector) se asume por simetría. Los valores registrados de resistencia máxima promedio por conector de cortante son detallados en la Tabla 6.

Tabla 6. Resultados de ensayos experimentales

Conector de cortante	Nomenclatura de Probeta	Carga máxima de ensayo	Resistencia máxima promedio por conector
Tipo espigo - posición fuerte	E-F-S70-1	118 kN	Carga promedio / 2 125 kN / 2 = 62.5 kN
	E-F-S70-2	143 kN	
	E-F-S60-1	114 kN	
	E-F-S60-2	Probeta error	
Tipo espigo - posición débil	E-D-S70-1	Probeta error	Carga promedio / 2 83.9 kN / 2 = 41.9 kN
	E-D-S70-2	Probeta de prueba	
	E-D-S60-1	82.5 kN	
	E-D-S70-2	85.4 kN	
Tipo canal 50 mm – posición fuerte	C50-F-S70-1	146 kN	Carga promedio / 2 153.3 kN / 2 = 76.6 kN
	C50-F-S70-2	164 kN	
	C50-F-S70-3	150 kN	
Tipo canal 50 mm – posición débil	C50-D-S70-1	96 kN	Carga promedio / 2 95.7 kN / 2 = 47.8 kN
	C50-D-S70-2	98 kN	
	C50-D-S70-3	93 kN	

Conector de cortante	Nomenclatura de Probeta	Carga máxima de ensayo	Resistencia máxima promedio por conector
Tipo canal 90 mm – posición fuerte	C90-F-S70-1	178 kN	Carga promedio / 2
	C90-F-S70-2	180 kN	177 / 2 =
	C90-F-S70-3	173 kN	88.5 kN
Tipo canal 90 mm – posición débil	C90-D-S70-1	114 kN	Carga promedio / 2
	C90-D-S70-2	104 kN	126.6 / 2 =
	C90-D-S70-3	Probeta irregular - 162 kN	63.3 kN

Fuente: Autor

Nota: Las probetas E-F-S60-2 y E-D-S70-1 no fueron ensayadas por fallo de soldadura en la conexión losa - conector después de fundida la losa. La probeta E-D-S70-2 sirvió como prueba para el inicio de los ensayos; para esta probeta (sin restricción lateral- arriostramiento) no se registraron desplazamientos, solo una carga máxima de 65 kN. La probeta C90-D-70-3 presentó irregularidades en la geometría.

7.1 Resultados para conectores tipo espigo – carga vs. desplazamiento

A continuación se presentan las curvas carga vs desplazamiento para las probetas con conectores de cortante tipo espigo (Figura 41 y Figura 42).

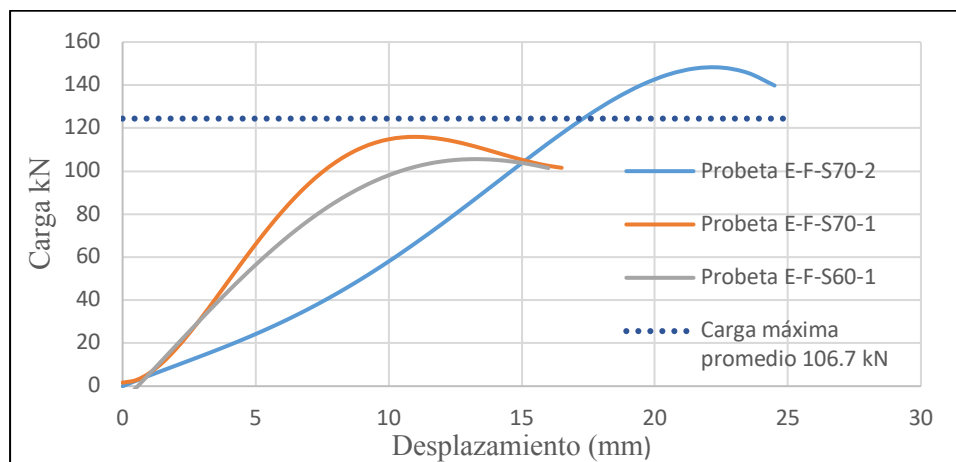


Figura 41. Carga máx. promedio conector tipo espigo – posición fuerte. **Fuente:** Autor.

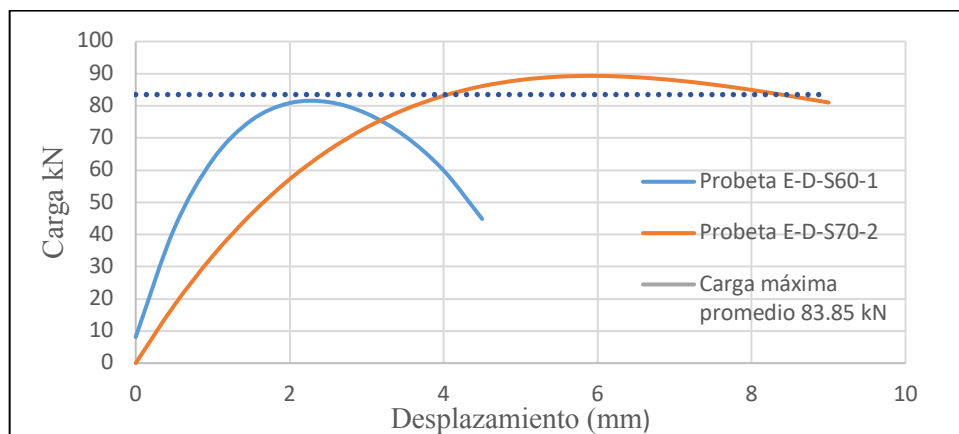


Figura 42. Carga máx. promedio conector tipo espigo – posición débil. **Fuente:** Autor.

7.2 Resultados para conectores tipo canal 50 mm – carga vs. desplazamiento

Para las probetas con conectores de cortante tipo canal 50 mm, las curvas carga vs desplazamiento son detalladas en la Figura 43 y 44.

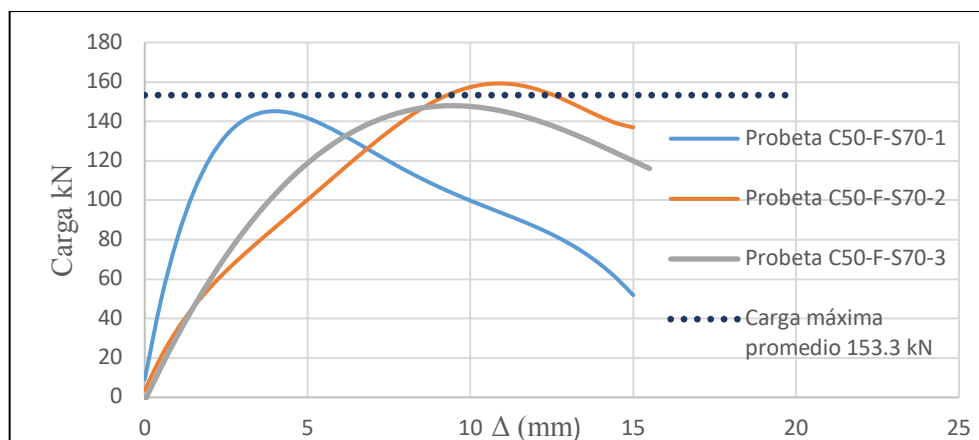


Figura 43. Carga máx promedio conector tipo canal 50 mm – posición fuerte. **Fuente:** Autor.

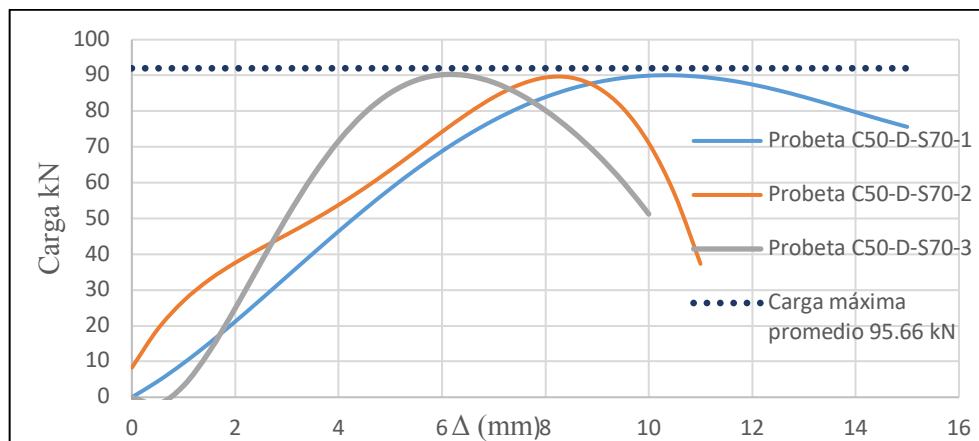


Figura 44. Carga máx. promedio conector canal 50 mm – posición débil. **Fuente:** Autor.

7.3 Resultados para conector tipo canal 90 mm – carga vs. desplazamiento

La Figura 45 y Figura 46 detallan la curva carga vs. desplazamiento de los conectores de cortante tipo canal 90 mm.

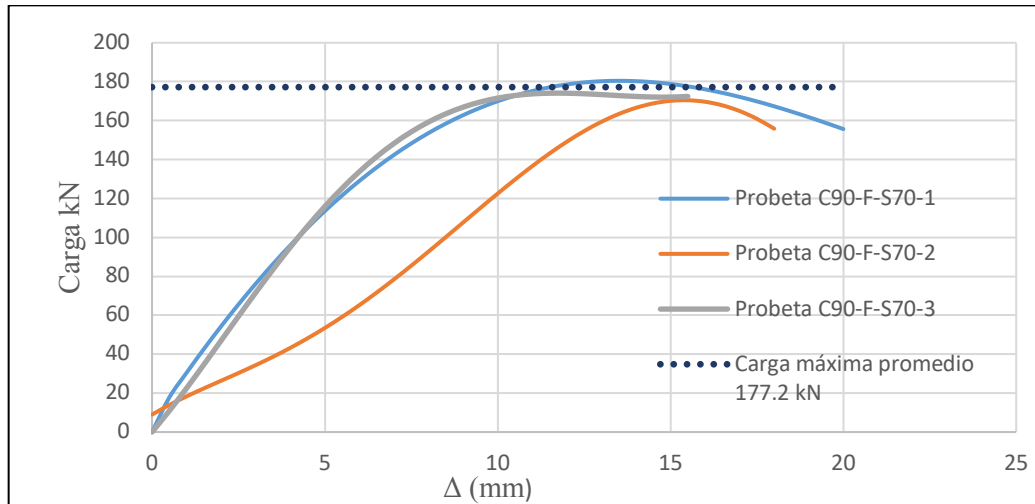


Figura 45. Carga máx. promedio conector canal 90 mm – posición fuerte. **Fuente:** Autor.

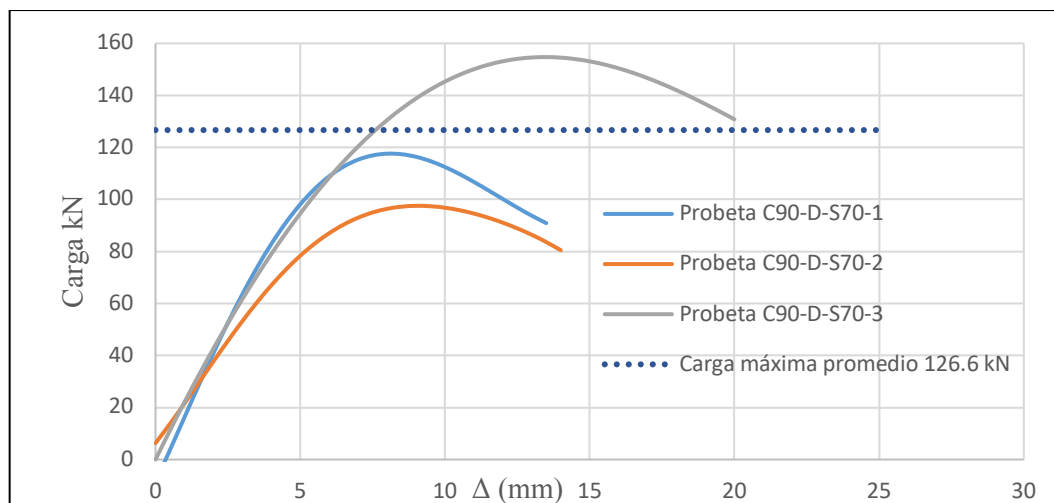


Figura 46. Carga máx. promedio conector canal 90 mm – posición débil. **Fuente:** Autor.

8 Modelación y simulación numérica computacional

El presente estudio del comportamiento de conectores de cortante se ha desarrollado combinando la simulación numérica y la experimentación como método de calibración y validación estructural. Para esto, se ha adoptado una simulación virtual de las probetas en el software ABAQUS CAE, análoga a lo desarrollada en el ensayo real, incluyendo algunas simplificaciones (por geometría, conexiones y simetría), sugeridas en algunas investigaciones relacionadas con el tema.

8.1 Características de los modelos

Los modelos implementados para esta investigación fueron dos: uno construido con características similares a lo planteado por Bonilla (2007) y uno propuesto por el autor.

8.1.1 Modelo 1: Bonilla (2007)

Las Características geométricas, condiciones de carga, contorno y propiedades de materiales adoptadas por Bonilla (2007) son presentadas en la Figura 47 y la Tabla 7.

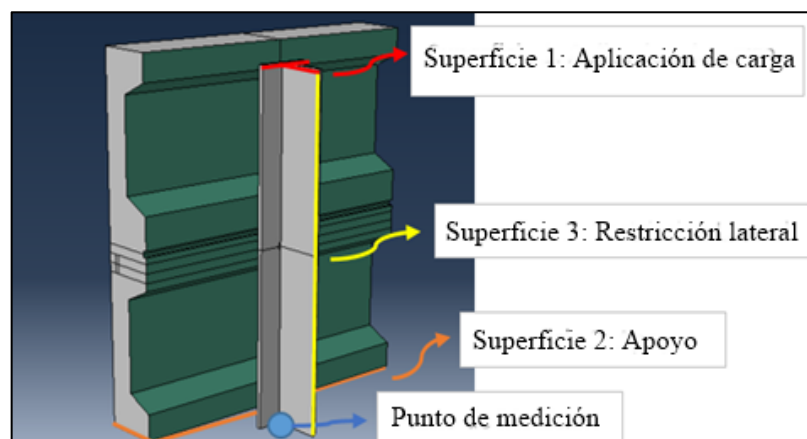


Figura 47. Geometría del modelo 1: (Bonilla, 2007)

Tabla 7. Geometría y condiciones de contorno del modelo 1

Características del modelo 1	Descripción
Tipo de análisis	Estático
No linealidades	Material
Geometría	Media probeta
Lugar de aplicación de carga	Superficie 1
Restricción desplazamiento vertical y lateral	Superficie 2
Restricción desplazamiento lateral	Superficie 3
Medición de desplazamiento	Punto de medición
Conexiones de elementos estructurales	
Interfaz espigo – losa de concreto	Conexión rígida
Interfaz <i>Steel deck</i> – losa de concreto	Conexión rígida

Fuente: Autor

8.1.2 Modelo 2: Propuesto por autor

Las características geométricas, condiciones de carga, contorno y propiedades de materiales adoptadas por autor son presentadas en la Figura 48 y la Tabla 8.

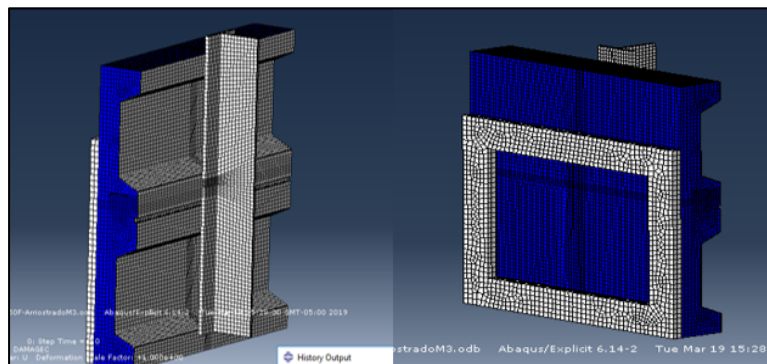


Figura 48. Geometría del modelo 2. **Fuente:** Autor.

Las superficies 1,2,3 y punto de medición del modelo 2 son iguales a las del modelo 1. En este modelo se tuvo en cuenta el arriostramiento, por lo tanto se adicionó una nueva superficie (superficie 4), detallada en la Figura 49.

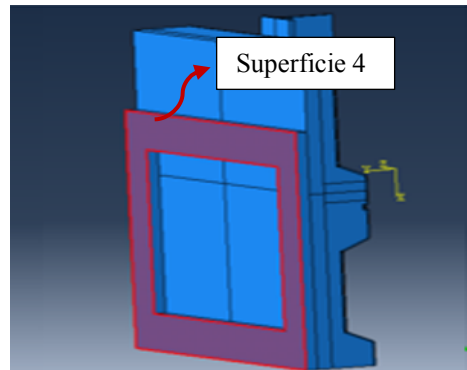


Figura 49. Superficie 4 – Modelo 2. **Fuente:** Autor

Tabla 8. Geometría y condiciones de contorno del Modelo 2

Características del modelo 2	Descripción
Tipo de análisis	Cuasi - estático
Geometría	Media probeta
No linealidades	Geométrica - Material - Contacto
Lugar de aplicación de desplazamiento	Punto de medición
Restricción desplazamiento vertical y lateral	Superficie 2
Restricción desplazamiento lateral	Superficie 3 y 4
Medición de carga	Superficie 2
Conexiones de elementos estructurales	
Interfaz espigo – losa de concreto	Contacto normal con fricción
Interfaz <i>Steel deck</i> – losa de concreto	Conexión rígida
Interfaz losa de concreto – perfil metálico	Contacto normal sin fricción

Fuente: Autor

Los elementos estructurales de cada probeta fueron contruidos como partes individuales (losa compuesta, conector, perfil metálico), conectados entre sí en el módulo de ensamblaje del software ABAQUS/CAE. En el modelo 1 la losa compuesta cuenta con una geometría tridimensional igual a la probeta real, la conexión existente entre el conector de cortante – losa de concreto, lámina *Steel deck* – losa de concreto y conector tipo espigo – perfil metálico se adoptó como rígida (Bonilla, 2007). La aplicación de carga se realizo en la parte superior del perfil metálico, perpendicular al área transversal del elemento; para esto se implementó un método no lineal de aplicación de carga (Riks Method- basado en Newton Raphson), que permite observar la historia del comportamiento en el tiempo. La superficie 2 fue definida como la parte de losa que cuenta con apoyos, en esta se restringieron los desplazamientos verticales y horizontales; de la misma manera se restringieron los desplazamientos laterales en el alma del perfil metálico (Superficie 3), por simple simetría. La desplazamientos obtenidos para cada valor de carga fueron medidos en la parte inferior del perfil metálico (Punto de medición), estos datos fueron necesarios para detallar las curvas del comportamiento estructural de la probeta en el ensayo.

El modelo 2 cuenta con las mismas características geométricas del modelo 1, con la diferencia que en este se estudio el comportamiento de probetas con y sin arriostramiento lateral. Una de las grandes diferencias de este modelo planteado, es la implementacion de análisis dinámico (cuasi-estático) para solucion de problemas de convergencia, esta característica de modelo fue adaptada de Lam (2012), el cual recomienda este análisis en problemas altamente no lineales los cuales pueda despreciarse los efectos inerciales; para

lograr esto el software recomienda que la energía cinética total del sistema sea inferior al 5% de la energía total interna. Otras características adoptadas de Lam (2012) fueron las interacciones en las conexiones (contactos) y aplicación de desplazamiento (no cargas) en el perfil metálico. Las cargas aplicadas fueron determinadas por las reacciones generadas en los apoyos.

Luego de un proceso de calibración con las propiedades mecánicas de los materiales y de un proceso de estudio de densidad de malla para los modelos, los resultados obtenidos son presentados detallando los estados tensionales de los materiales (acero y concreto) en los elementos estructurales y los daños presentados en la losa por la acción de las cargas al llegar a la falla.

8.2 Calibración de los modelos constitutivos de los materiales

Los modelos constitutivos se definen como formulaciones matemáticas capaces de describir el comportamiento físico macroscópico de un sólido ideal; estas formulaciones surgen después de aplicar suposiciones e hipótesis simplificadoras de un sólido real. En otras palabras, los modelos constitutivos representan una realidad condicionada por ciertas hipótesis simplificadoras y por esto su utilización debe relacionarse consecuentemente con ellas (Oller 2001).

Existen muchos modelos constitutivos que hacen parte del paquete de opciones mediante el cual se hace el análisis en los distintos paquetes de software de elementos finitos. Algunos de estos modelos son basados en la elasticidad lineal y no lineal, otros en la teoría de plasticidad, en algunos casos en la teoría endocrónica de la plasticidad, también en teoría del daño y otros en modelos de fractura. La escogencia apropiada de los modelos para cada uno de los materiales que conforman la probeta, es uno de los factores clave para la buena

representación tensional y de deformación de los elementos estructurales que hacen parte de esta.

8.2.1 Modelo constitutivo del concreto

Para el concreto se escogieron dos modelos constitutivos, uno inicial de elasticidad lineal para esfuerzos menores a $0.4 F'_c$ (F'_c = esfuerzo máximo a compresión, en MPa), con módulo de elasticidad $E = 3900\sqrt{F'_c}$ [MPa] (valor medio de toda la información experimental en Colombia) y otro para la etapa no lineal que es el Modelo de Daño Plástico del Concreto CDP (del inglés *Concrete Damaged Plasticity*). La formulación matemática de este modelo fue desarrollada por Lubliner, Oliver, Oller y Oñate (1989). Este modelo se encuentran en la galería de materiales del software ABAQUS CAE (ver teoría en detalle en la guía de usuarios), y consideran el comportamiento del concreto teniendo en cuenta los principios teóricos de Mohr-Coulomb modificado. El modelo de daño plástico (CDP) es ampliamente utilizado para estudiar los efectos del daño asociado a mecanismos de fallas. Una de las principales características de este modelo es que es posible realizar calibraciones introduciendo las curvas esfuerzo (σ) – deformación (ε) obtenidas en laboratorio, tanto a tracción como a compresión. Cada punto de σ y ε se escribe de manera discreta en el software, con el fin de simular el comportamiento pre-pico y post-pico del concreto hasta llegar a la falla. En caso de no calibrar el modelo con estos datos es posible adoptar curvas parametrizadas del concreto, añadiendo además algunas relaciones reales como la resistencia uniaxial-biaxial, ángulo de dilatación, excentricidad, entre otras características. Estas curvas han sido propuestas por investigadores como Popovics (1973) y Thoronfeldt (1987), y demuestran buena correspondencia entre la simulación virtual y el resultado experimental. Los datos de calibración del modelo se presentan en la Tabla 9 y la Tabla 10.

Tabla 9. Parámetros de calibración de modelo daño dlástico.

Parámetros	Valor
Ángulo de dilatación	15
Excentricidad	0.1
Relación resistencia uniaxial - biaxial	1.16
K	0.667
Viscosidad	0.001

Fuente: Bonilla (2007)

Tabla 10. Propiedades del concreto.

Propiedades	Valor
Resistencia a compresión del concreto	28 MPa
Relación de Poisson	0.2
Limite elástico lineal	11 MPa
Módulo de elasticidad (E)	E = 20 636.86 MPa

Fuente: Autor

.Las curvas propuestas por Popovics (1973) y Thoronfeldt (1987) adaptadas para un concreto de resistencia a compresión de $F'c = 28$ MPa son presentadas en las Figura 50, Figura 51 y Figura 52. Las formulaciones para las curvas son presentadas en las ecuaciones Ec. 31 y 33.

$$\frac{fc}{f'c} = \frac{n * \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)}{(n-1) + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n} \quad \text{Ec. 31}$$

Donde f_c y ε_c son los esfuerzos y deformaciones unitarias de la curva, f'_c y ε_{co} son el esfuerzo de compresión y deformación unitaria correspondiente al máximo esfuerzo. n es definido en la Ec. 32 :

$$n = 0.4 * 10^{-3} f'_c (psi) + 1.0 \quad \text{Ec. 32}$$

Thoronfeldt (1987) modificó la ecuación de Popovics (Ec. 31) para el tramo descendente de la curva esfuerzo vs deformación (después del pico) multiplicando n por un coeficiente, tomado como 1.25

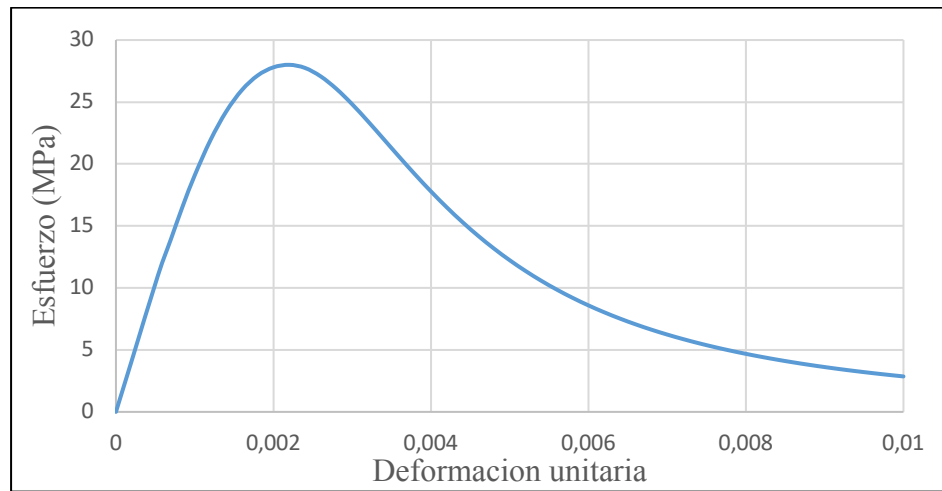


Figura 50. Curva esfuerzo vs. deformación para el concreto (compresión).

Fuente: Adaptado de Popovics (1973) y Thoronfeldt (1987)

La curva esfuerzo de tracción vs deformación unitaria (Figura 51) es asumida como lineal hasta el valor del esfuerzo máximo de tracción y después es determinada usando la formulación exponencial presentada en la Ec. 33.

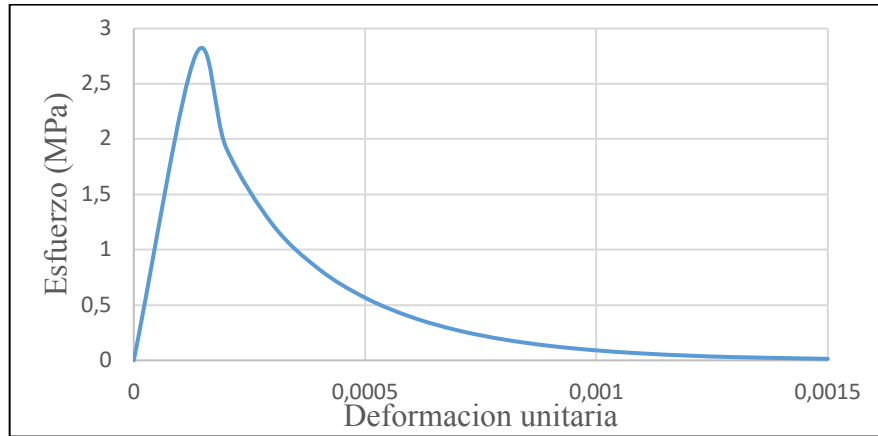


Figura 51. Curva esfuerzo vs. deformacion para el concreto (tracción).

Fuente: Adaptado de Popovics (1973) y Thoronfeldt (1987)

$$\sigma = f_t * \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon} \right)^{(0.7+1000\varepsilon)} ; \quad \varepsilon_t = \frac{f_t}{E_c} \quad \text{Ec. 33}$$

Donde f_t y ε_t son el esfuerzo de tracción y deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo a tracción. La figura 52 detalla la curva de esfuerzo en términos de desplazamientos.

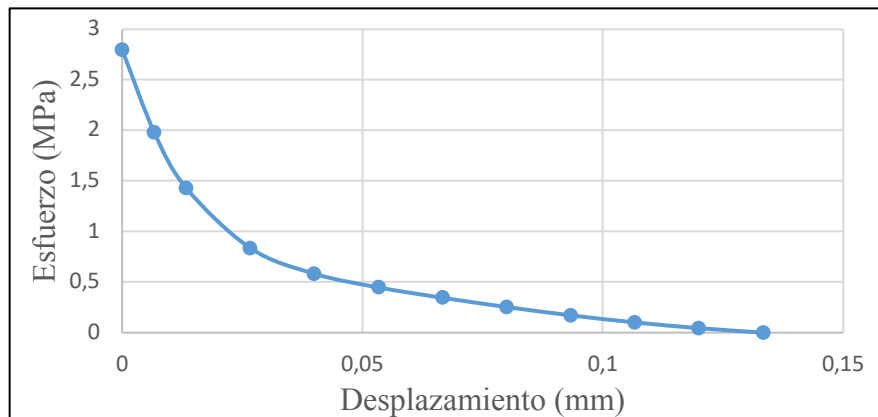


Figura 52. Curva esfuerzo vs. desplazamiento (tracción).

Fuente: Adaptado de Popovics (1973) y Thoronfeldt (1987)

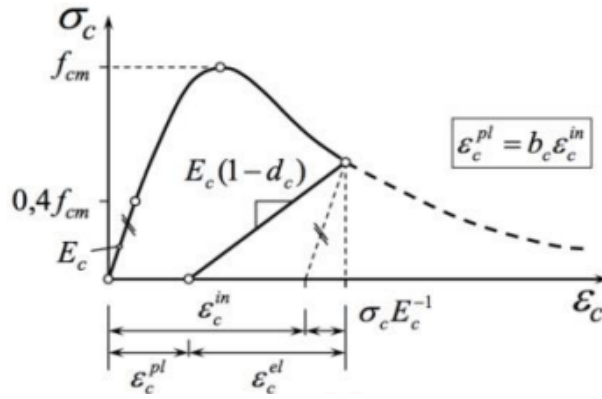
Las curvas de daño plástico en el concreto a tracción (DamageT) y compresión (DamageC) fueron definidas en el software como tablas dentro del modelo constitutivo de daño plástico (CDP). Las Ecuaciones Ec. 34 y Ec. 35 se utilizaron para obtener los parámetros de daño a

tracción y compresión del concreto. Los parámetros de daño toman valores que van desde cero (sin daños) a uno (totalmente dañado), representado el nivel de daño. La Figura 53 detalla los parámetros del daño plástico a compresión y a tracción.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c * Ec^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} * (1/bc - 1) + \sigma_c * Ec^{-1}} \quad \text{Ec. 34}$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t * Ec^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} * (1/bt - 1) + \sigma_t * Ec^{-1}} \quad \text{Ec. 35}$$

Donde d_c y d_t son los parámetros de daño a compresión y tracción, ε_c^{pl} y ε_t^{pl} son las deformaciones plásticas para los esfuerzos σ_c y σ_t . Los coeficiente b_c y b_t pueden tomar valores de cero a uno, para esta investigación se adaptó los valores de $b_c = 0.7$ y $b_t = 0.4$ estos valores son comúnmente asignados para simulaciones de análisis por *push over*.



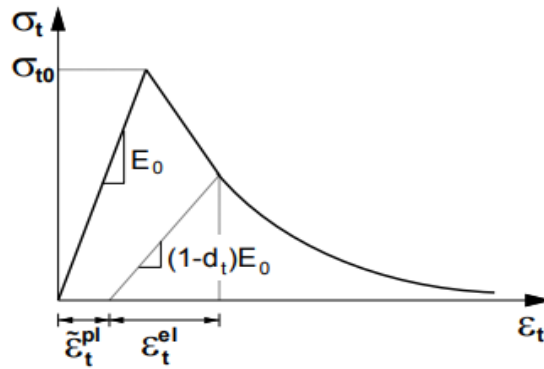


Figura 53. Parámetros de daño plástico a compresión y tracción. **Fuente:** Manual de usuario del software ABAQUS

Los mapas de contorno de los parámetros de daño a tracción y compresión pueden ser utilizados para la visualización de grietas a tracción así como regiones de aplastamiento en el concreto. En la y Figura 54 y Figura 55 se detallan las curvas de daño a compresión y tracción del material utilizados en el modelo analítico.

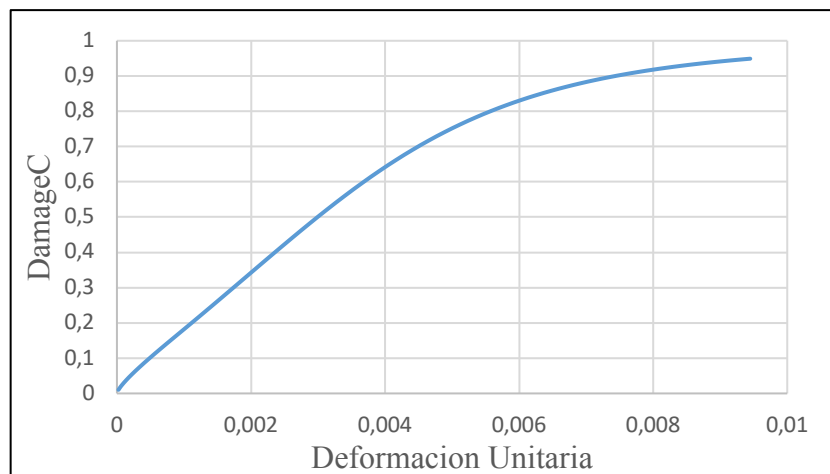


Figura 54. Curva de daño plástico a compresión.
Fuente: Adaptado de manual de usuario del software ABAQUS

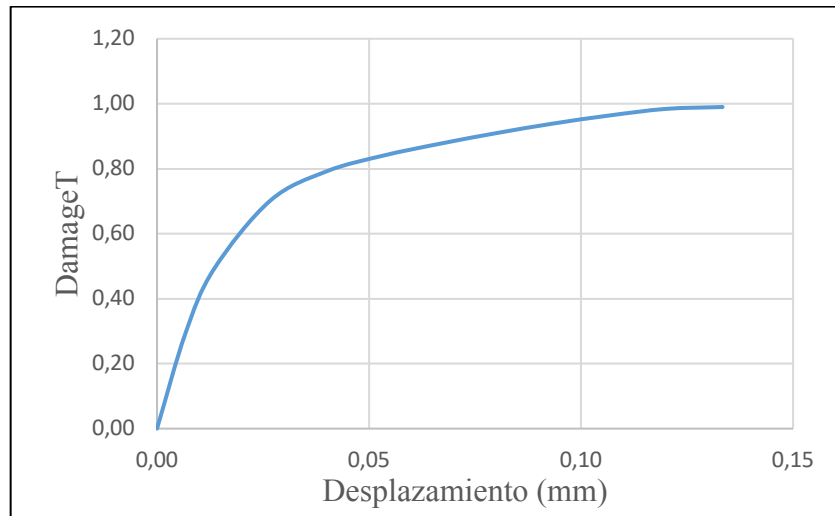


Figura 55. Curva de daño plástico a tracción.

Fuente: Adaptado de manual de usuario del software ABAQUS

8.2.2 Modelo constitutivo del acero de conectores

El acero de los conectores se asumió como un modelo elasto-plástico bilineal con un esfuerzo de fluencia de 356 MPa y un esfuerzo máximo ingenieril de 503 MPa. El módulo de elasticidad fue el mismo determinado de manera experimental $E_s = 204\,000$ MPa. De esta forma las propiedades del material definidas en software son las detalladas en la Tabla 11.

Tabla 11. Datos del material - acero de conectores

Propiedades	Conectores de cortante (espigo y canal)
Esfuerzo de fluencia	356 MPa
Esfuerzo máximo verdadero	568.39 MPa

Fuente: Autor

8.2.3 Modelo constitutivo del acero de la lámina *Steel deck* y del perfil metálico

Para el acero de la lámina y el perfil metálico se adoptó un modelo bilineal. El esfuerzo de fluencia de la lámina fue de 272 MPa y del perfil 350 MPa, el módulo de elasticidad para la

lamina es de $E_s = 203\,000\text{ MPa}$. y para el perfil $E_s = 200\,000\text{ MPa}$. Los datos registrados en los modelos se detallan en la Tabla 12.

Tabla 12. Datos del material - acero de la lámina y del perfil metálico

Propiedades	Lámina <i>Steel deck</i>	Perfil metálico
Esfuerzo de fluencia	272 MPa	350 MPa

Fuente: Autor

9 Resultados de la modelación computacional

Los resultados de la modelación son presentados para cada tipo de conector de cortante (espigo, canal 50 mm, canal 90 mm). Se detalla en los resultados el comportamiento de la conexión para las diferentes posiciones del conector (posición fuerte, posición débil) y diferentes discretizaciones del modelo. Se detalla además el test de independencia de malla y los estados tensionales de los elementos estructurales hasta llegar a la falla.

9.1 Resultados del modelo - Espigo en posición fuerte

Los valores de carga obtenidos para los modelos computacionales del conector tipo espigo en posición fuerte se detallan en la Tabla 13. Los valores fueron determinados luego de realizar un estudio de discretización de modelos y un test de independencia de malla. El modelo implementado para este conector fue el modelo 1: Bonilla (2007). Se utilizaron elementos C3D4 que han demostrado predecir eficientemente el comportamiento de la conexión.

Tabla 13. Características del modelo - Espigo posición fuerte

Modelo	Volumen	Elemento	Carga máxima	Diferencia con modelo computacional
Modelo 1	Losa	C3D4	67 kN	-----
	Conector	C3D4		
	Perfil	C3D4		
	Lámina <i>Steel deck</i>	S3		
Carga experimental			62.5 kN	7.2 %
Resultados formulación NSR- 10 $Q_n = R_p * R_g * A_{sc} * F_u$			66.8 kN	0.3 %

Fuente: Autor

La discretización del mallado para el modelo – Espigo posición fuerte es detallado en la Tabla 14 . En la Figura 56 y 57 se observa resultados de carga y test de independencia de malla.

Tabla 14. Discretización de mallados del modelo - Espigo posición fuerte

Elementos	Densidades de malla				
	M1	M2	M3	M4	M5
Espigo	640	1556	2552	3408	4680
Losa de concreto	11242	14960	20472	22632	33454
Vecindad del conector	316	1400	2632	3328	7584
Lámina <i>Steel deck</i>	902	930	978	996	998
Resultados	108 kN	83 kN	74 kN	67 kN	67 kN
Diferencia M4-M5					0%

Fuente: Autor

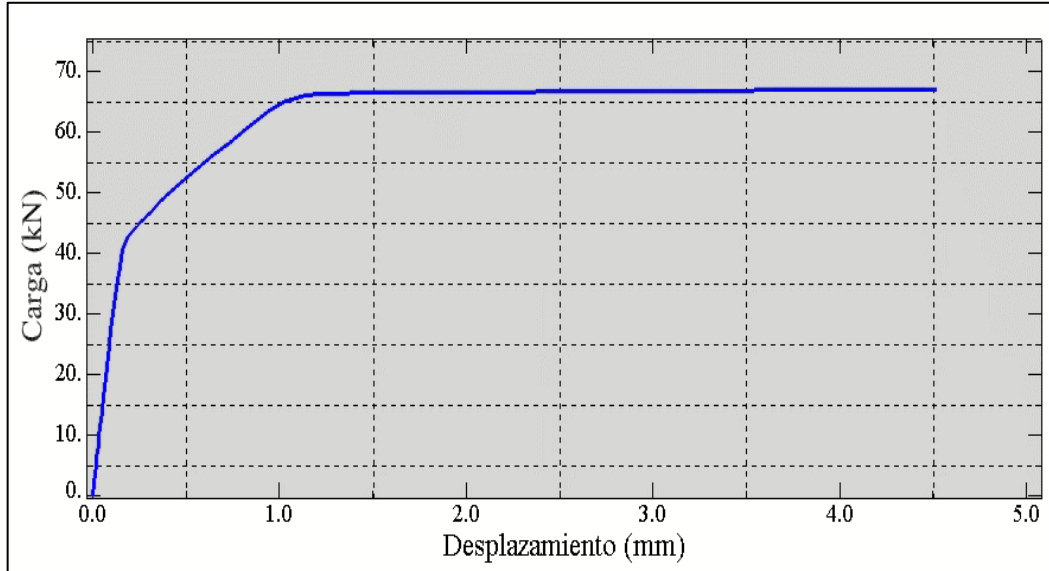


Figura 56. Resultados para diferentes mallados del modelo - Espigo posición fuerte.

Fuente: Autor

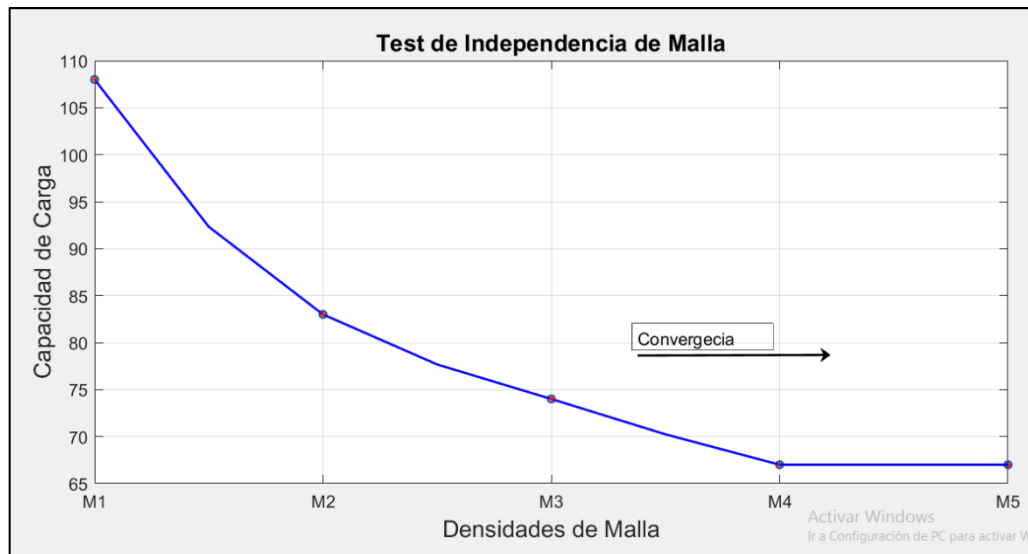


Figura 57. Test de independencia de malla del modelo - Espigo posición fuerte.

Fuente: Autor

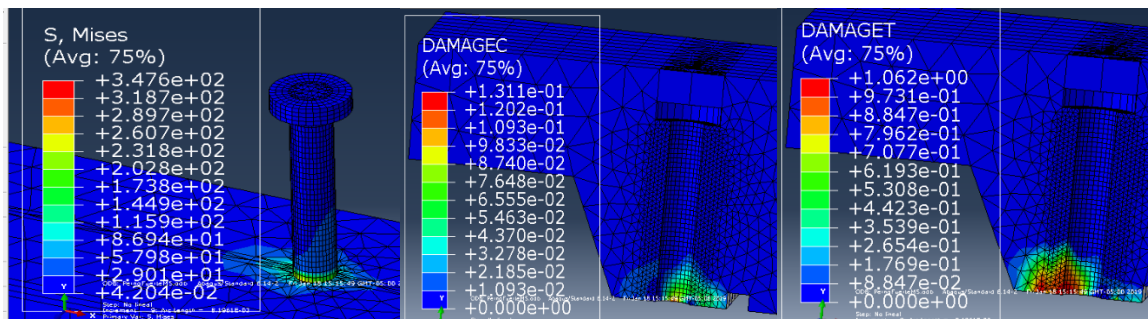
9.1.1 Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales

Uno de los aspectos relevantes en el estudio analítico de estructuras compuestas, por medio de representaciones no lineales, es la determinación del punto en el cual se genera la falla.

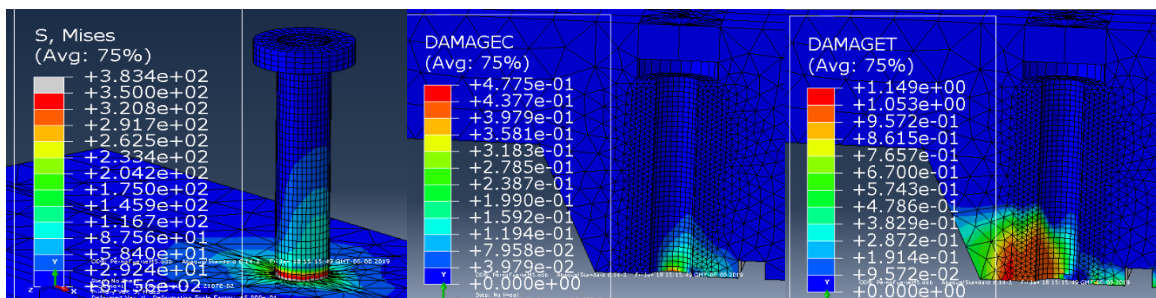
En esta investigación, las cargas máximas obtenidas de los resultados experimentales sirvieron de acotamiento para estudiar la falla y el comportamiento de la estructura; por tanto, fueron para estas cargas que se analizaron los estados tensionales de los elementos de la conexión. Para el concreto el criterio de falla definido está basado en los principios teóricos de Mohr Coulomb modificado; este permite determinar el efecto de daños irreversibles a compresión (DamageC) y tracción (DamageT) en el concreto. En el acero el criterio definido es el criterio de rotura de von Mises (S, Mises); apropiado para determinar el estado de fluencia o falla en el acero.

Se detallan en la Figura 58 los estados tensionales en elementos estructurales para diferentes valores de cargas; en la Figura 59 se presenta la comparación de resultados del modelo analítico con el desarrollo experimental.

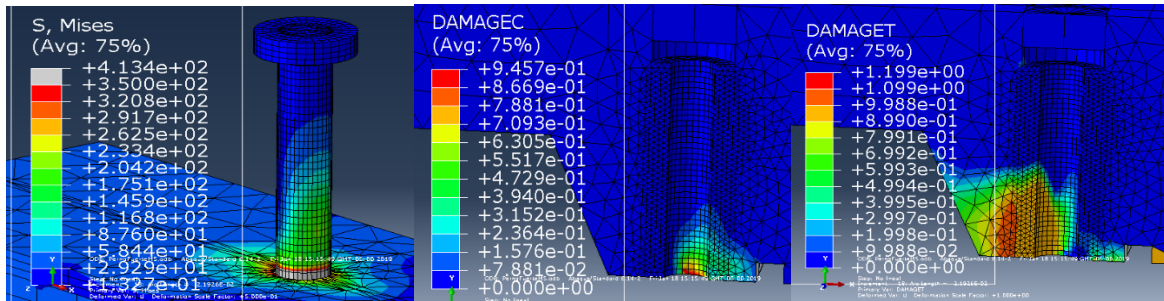
Carga 15 kN →



Carga 30 kN →



Carga 45 kN →



Carga 67 kN →

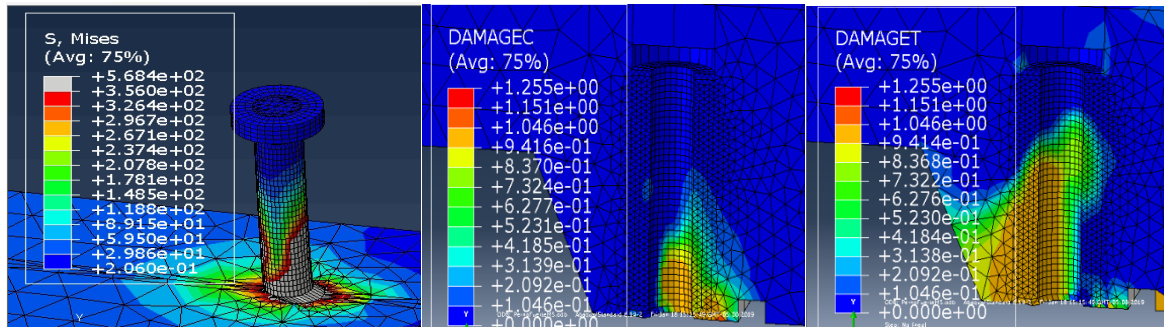


Figura 58. Estados tensionales en los elementos del modelo - Espigo posición fuerte.

Fuente: Autor

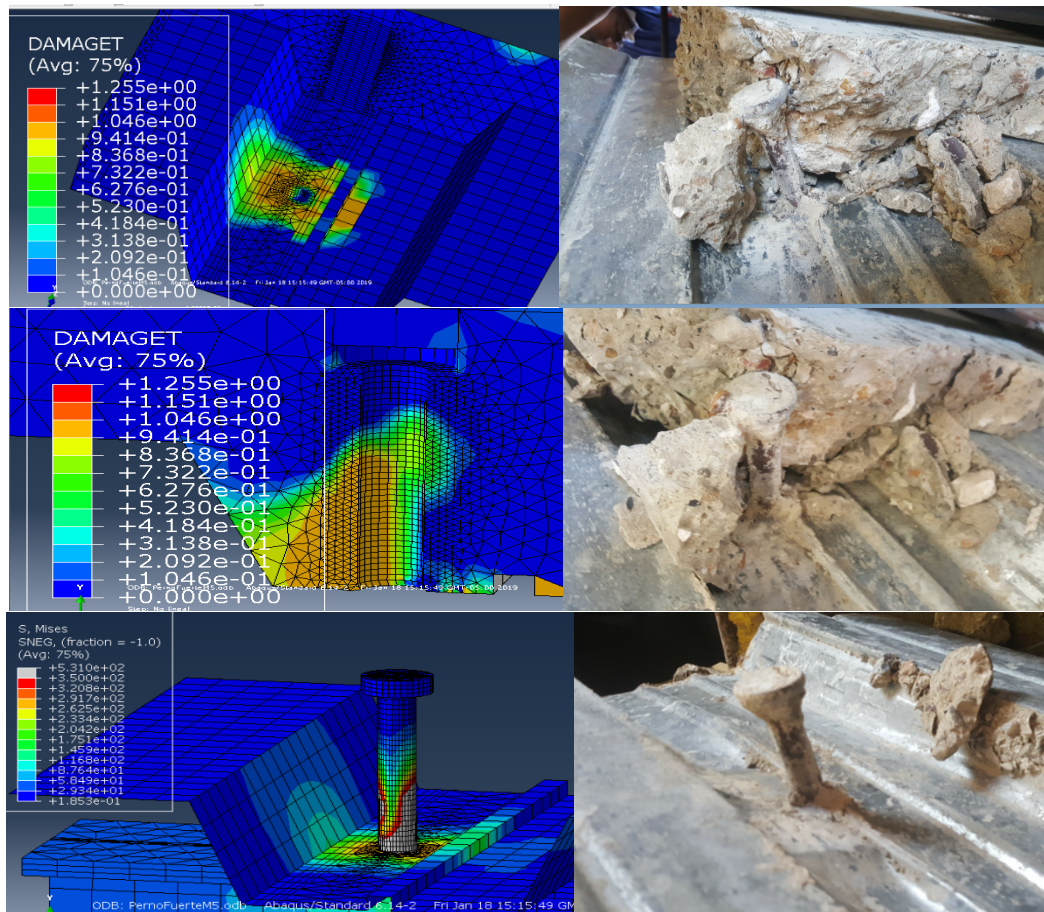


Figura 59. Experimentación vs modelo computacional - Espigo posición fuerte.

Fuente: Autor

Resultados: como se evidencia en la Figura 56, el comportamiento de la conexión inicialmente está definido por un rango lineal de aplicación de cargas proporcionales a deformaciones; este rango comienza desde una carga inicial cero hasta una carga aproximada de 45 kN. Posterior a esto, se observa una zona donde la pendiente de la curva carga - desplazamiento decrece; este comportamiento (relacionado con zona de fluencia y endurecimiento que tiene el material del conector, en su parte inferior) se mantiene hasta valores de 66 kN. Finalmente, la carga permanece casi constante, aumentando muy poco su valor hasta alcanzar valores máximos de 67 kN. La falla en la conexión se da en el concreto, como lo indican el daño plástico presenciado en la losa en la Figura 59.

9.2 Resultados del modelo – Espigo en posición débil

Los valores de carga obtenidos para los modelos computaciones del conector tipo espigo en posición débil se detallan en la Tabla 15. Para el modelo – Espigo en posición débil se implementaron las mismas características, propiedades y similar discretización que las del modelo Espigo en posición fuerte. Los elementos finitos utilizados para el análisis fueron: elementos C3D4 que son tetraedros de primer orden con 4 nodos y elementos S3 que son elementos tipo cáscara (*Shell*) triangulares de tres nodos.

Tabla 15. Características del modelo – Espigo en posición débil

Modelo	Volumen	Elemento	Carga máxima	Diferencia con modelo computacional
Modelo 1	Losa	C3D4	49 kN	-----
	Conector	C3D4		
	Perfil	C3D4		
	Lámina <i>Steel deck</i>	S3		
Carga experimental			42 kN	14.2 %
Resultados formulación NSR- 10			53 kN	8.1 %

Fuente: Autor

La discretización del mallado para el modelo – Espigo en posición débil se detalla en la Tabla 16. En la Figura 60 y la Figura 61 se observan los resultados de carga y el test de independencia de malla.

Tabla 16. Discretización del modelo – Espigo en posición débil

Elementos	Densidades de malla				
	M1	M2	M3	M4	M5
Espigo	728	1556	2552	3408	10736
Losa de concreto	11242	14960	20472	22632	78124
Vecindad del conector	432	1440	2688	3328	10872
Lámina <i>Steel deck</i>	902	930	978	1006	3280
Resultados	67 kN	54 kN	51 kN	49 kN	49 kN
Diferencia M4-M5					0%

Fuente: Autor

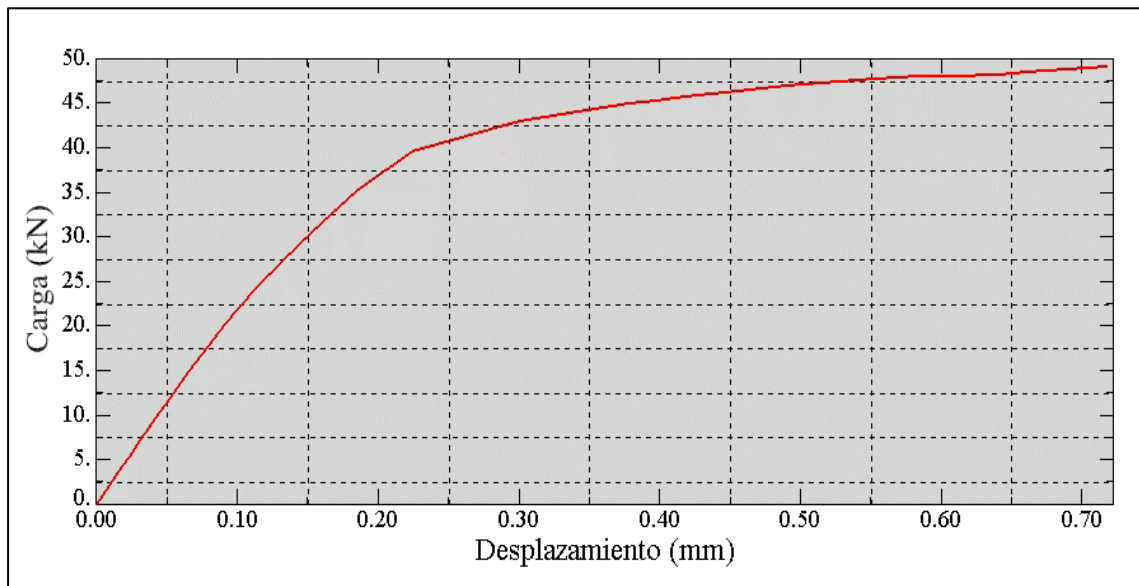


Figura 60. Resultados para diferentes mallados del modelo – Espigo en posición débil.

Fuente: Autor

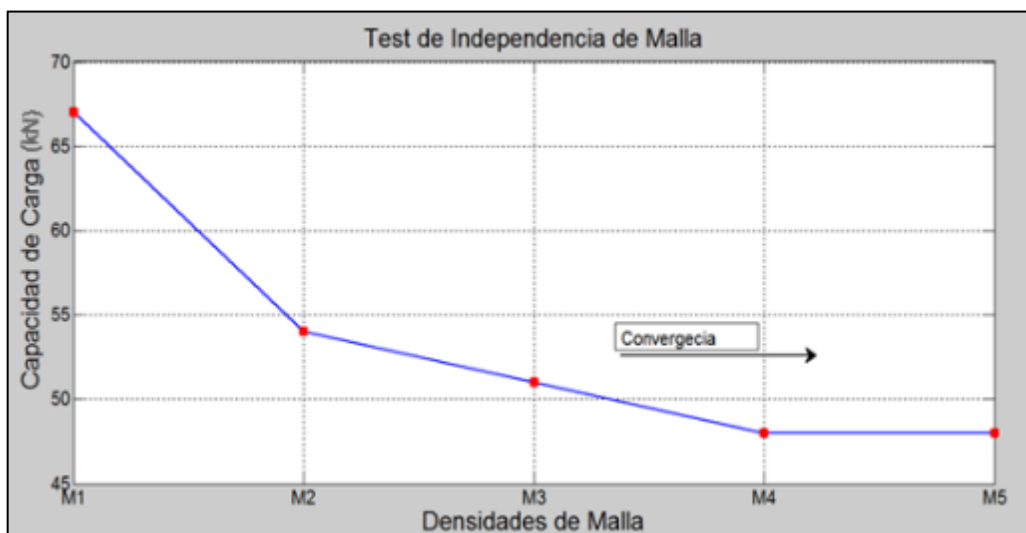


Figura 61. Test de independencia de malla del modelo – Espigo en posición débil.

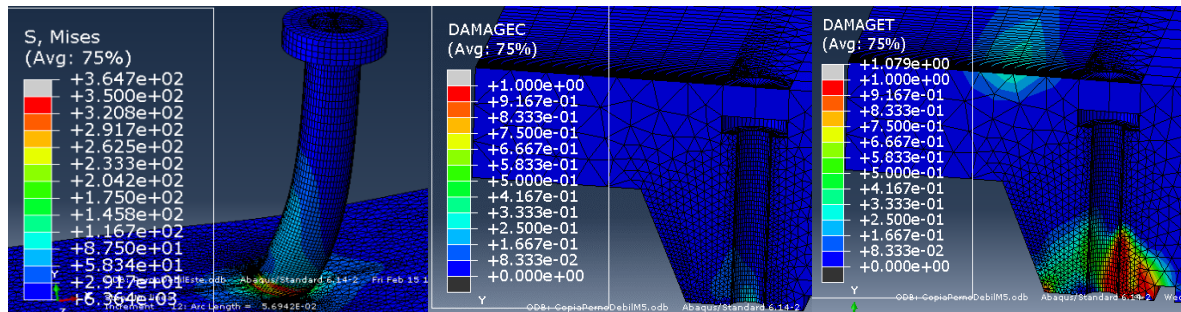
Fuente: Autor

9.2.1 Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales

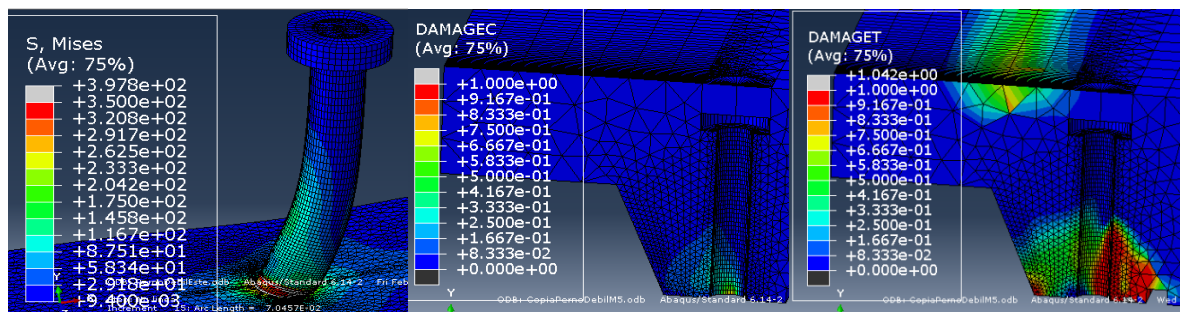
Las cargas máximas obtenidas de los resultados experimentales sirvieron de acotamiento para estudiar la falla y el comportamiento de la estructura; por tanto, fueron para estas cargas que se revisaron los estados tensionales de los elementos de la conexión. Se detallan a continuación los estados de esfuerzos y de falla en los elementos estructurales de la conexión, para ciertos valores de carga antes de llegar a la falla: 20 kN, 30 kN, 40 kN y 49 kN.

La Figura 62 muestra la progresión del daño plástico que ocurre en el concreto a medida que se aumenta la carga y presenta la fluencia que ocurre en el vástago del conector justo en la zona donde de esta conectado con el perfil metálico. La Figura 63 detalla la comparación de resultados del modelo analítico con el desarrollo experimental; es evidente la correspondencia en cuanto a la formación de grietas.

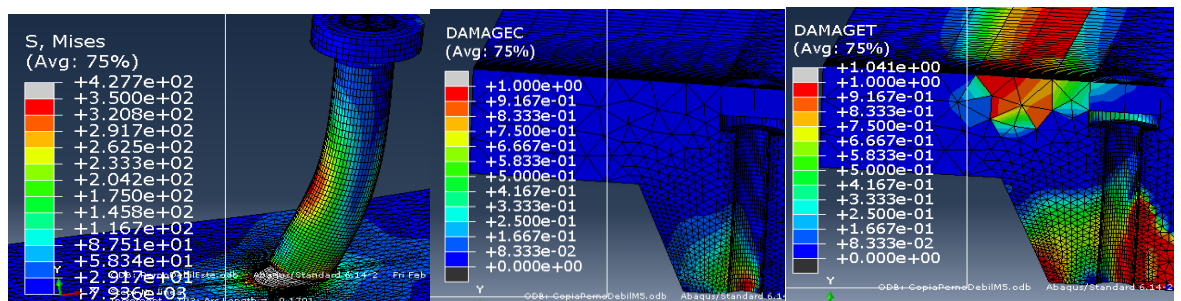
Carga 20 kN →



Carga 30 kN →



Carga 40 kN →



Carga 49 kN →

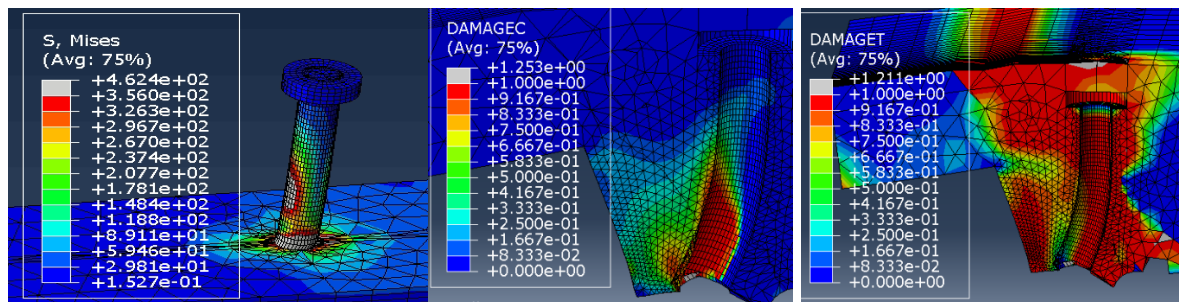


Figura 62. Estados tensionales en los elementos del modelo - Espigo en posición débil.

Fuente: Autor

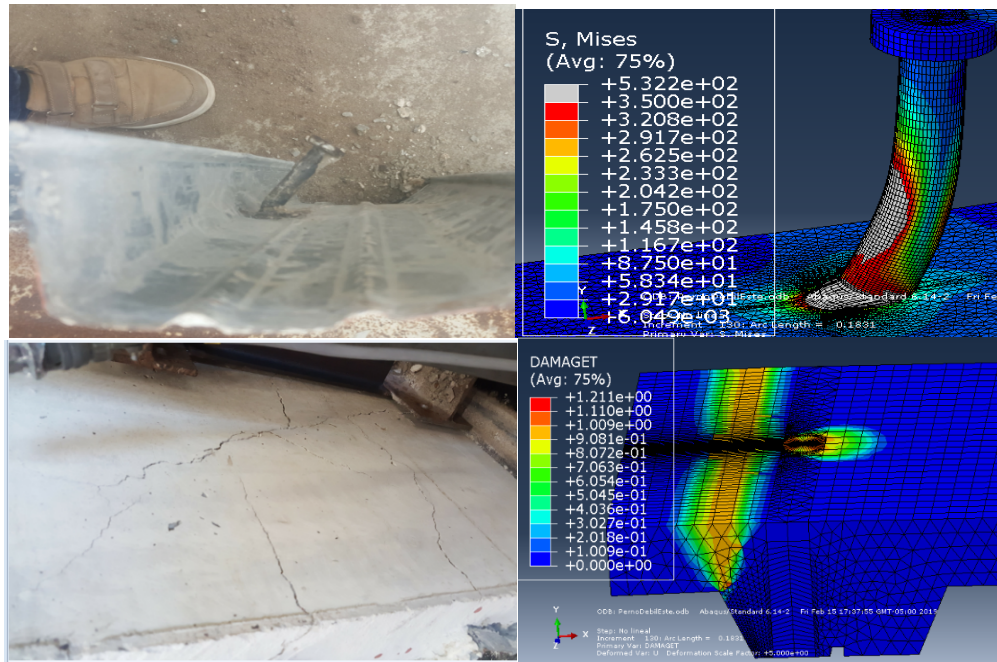


Figura 63. Experimentación vs. modelo computacional - Espigo en posición débil.

Fuente: Autor

Resultado: en contraste con la teoría, este modelo detalla que el daño presenciado en losa de concreto es de mayor relevancia para esfuerzos de tracción. En este análisis es posible identificar un plano de falla por flexión (grietas en la Figura 63); las grietas surgen justo donde la losa posee menor espesor (50 mm). También se observan esfuerzos máximos en el conector y la lámina que sobrepasan los límites de incursión en fluencia.

9.3 Resultados del modelo - Canal 50 mm en posición fuerte con arriostramiento

Los resultados de carga obtenidos para los modelos computacionales del conector de cortante tipo canal de 50 mm en posición fuerte se detallan en la Tabla 17. Para el conector de canal 50 mm se implementó el modelo 2 (propuesto por el autor), con dos geometrías de ensayo diferentes: con arriostramiento y sin arriostramiento. En la Tabla 18 se presenta una comparación de resultados con otras investigaciones de similares condiciones de ensayo.

Tabla 17. Características del modelo - Canal 50 mm en posición fuerte

Modelo	Volumen	Elemento	Carga máxima	Diferencia analítica - experimental
Modelo 2	Losa	C3D8R - Explicit	Con arriostramiento	2.0 %
	Conector	C3D8R - Explicit	75.5 kN	
	Perfil	C3D8R - Explicit	Sin arriostramiento	----
	Lámina <i>Steel</i> <i>deck</i>	S3	63.5 kN	
	Carga experimental		76.6 kN	
	Velocidad de carga		0.1 mm / s	-----

Fuente: Autor**Tabla 18.** Comparación de resultados con otras investigaciones- Canal 50 mm en posición fuerte

Carga máxima promedio experimental (otras Investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Investigación}}{\text{Exp. Otras Investigaciones}}$	Ecuaciones propuestas (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Inv}}{\text{Ecuaciones}}$
Huertas (2013) 67.5 kN	1.13	63.8 kN	1.20
Ramírez (2007) 72.5 kN	1.05	68 kN	1.12
Hoyos (2015) No hay registro para F'c = 28 MPa	-----	64.6 kN	1.18

Fuente: Autor

La discretización del mallado para el modelo – Canal 50 mm en posición fuerte se detalla en la Tabla 19 En la Figura 64 se observan los resultados de carga y en la Figura 65 el test de independencia de malla.

Tabla 19. Discretización del modelo – Canal 50 mm en posición fuerte.

Elementos	Densidad del mallado			
	M1	M2	M3	M4
Canal 50 mm	105	108	1368	1368
Losa de concreto	9829	14240	30544	62349
Vecindad del conector	240	400	700	840
Lámina <i>Steel deck</i>	2411	2908	4146	7399
Resultados	104 kN	90 kN	79.9 kN	75.5 kN
Diferencia M3-M4				5%

Fuente: Autor

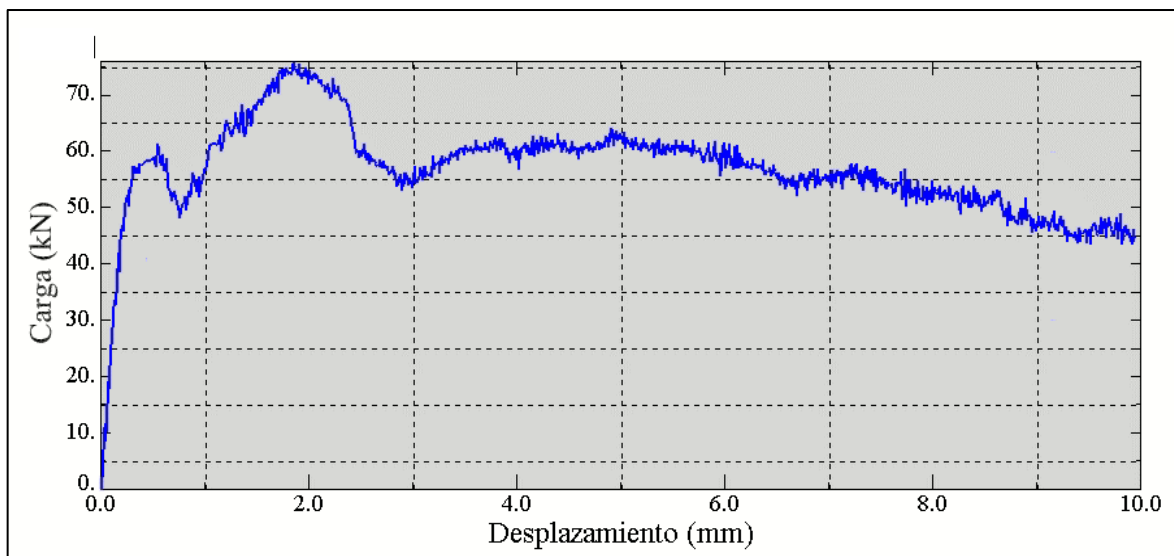


Figura 64. Resultados para diferentes mallados del modelo - Canal 50 mm en posición fuerte. **Fuente:** Autor

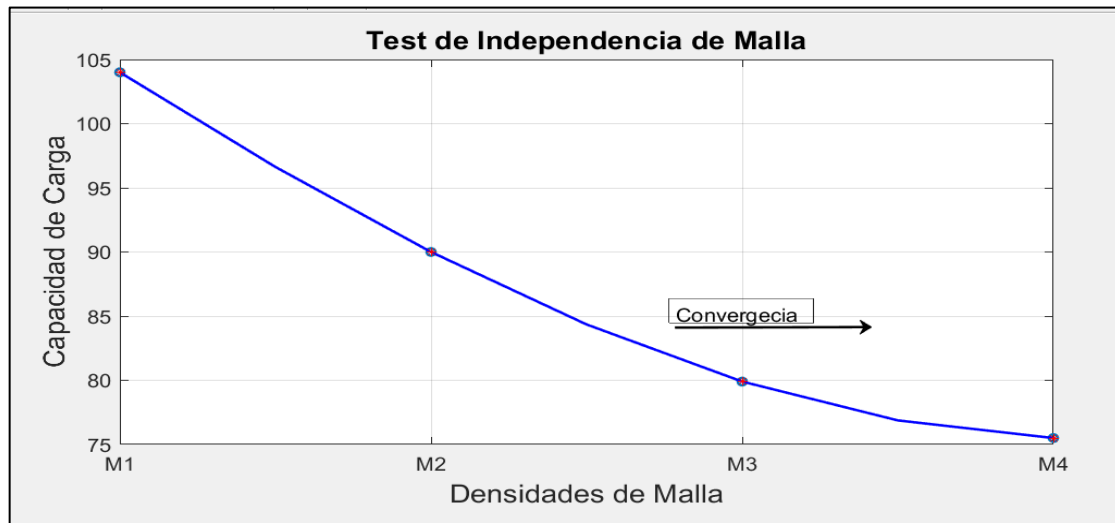


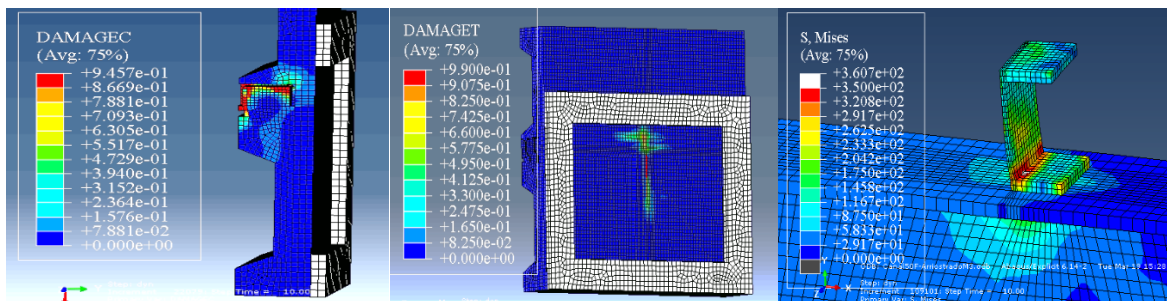
Figura 65. Test de independencia de malla del modelo - Canal 50 mm en posición fuerte.

Fuente: Autor

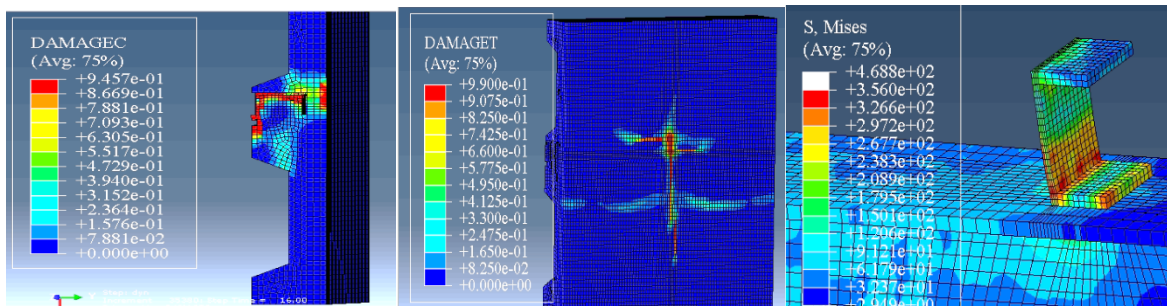
9.3.1 Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales

En la Figura 66 se presentan los estados de esfuerzos y falla en los elementos estructurales, para diferentes valores de carga-desplazamiento. La comparación analítica – experimental es detallada en la Figura 67.

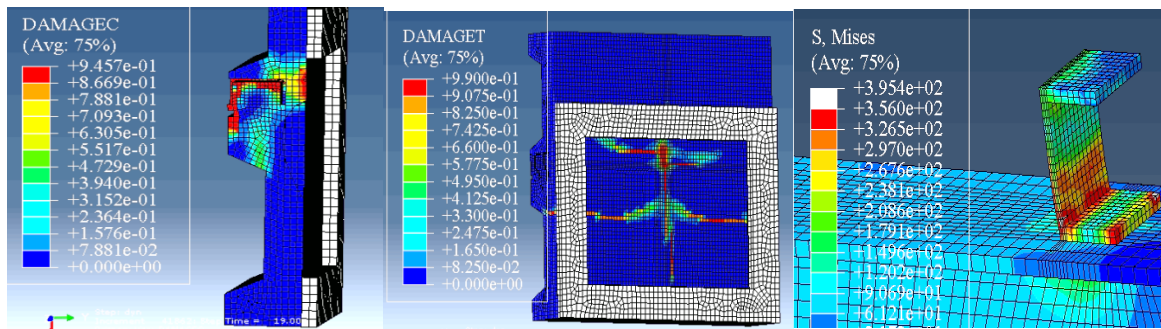
Desplazamiento = 1 mm; Fuerza = 55 kN



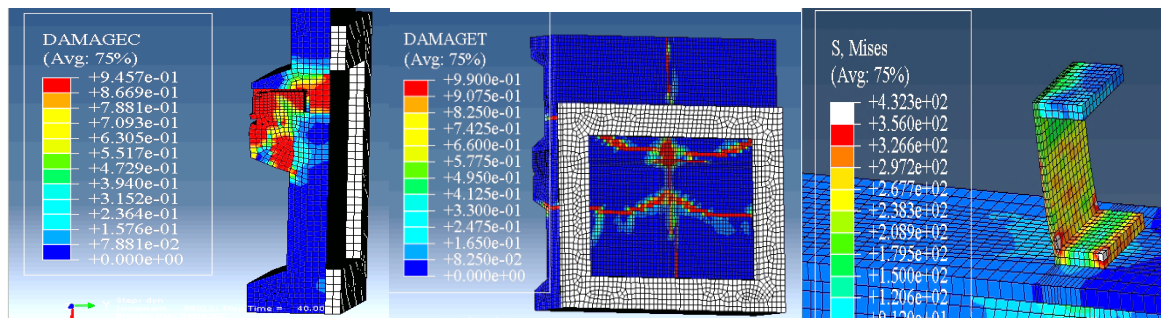
Desplazamiento = 1.9 mm; Fuerza = 75 kN



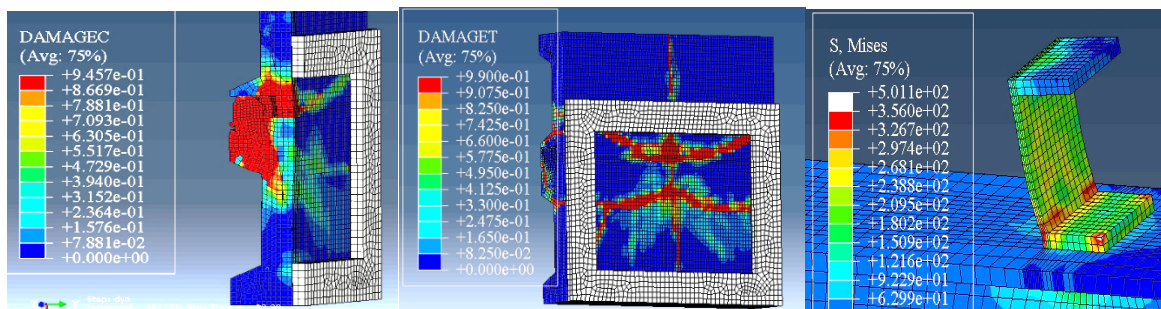
Desplazamiento = 1.9 mm; Fuerza = 75 kN



Desplazamiento = 4 mm; Fuerza = 57 kN



Desplazamiento = 8 mm; Fuerza = 41.5 kN



Vista Perfil y Lámina *Steel deck*

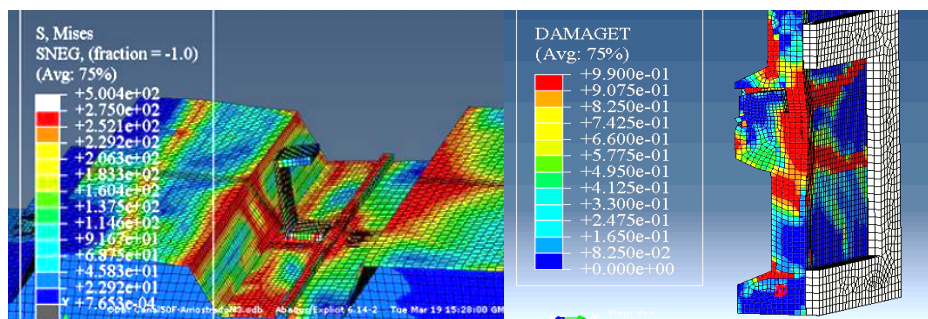


Figura 66. Estados tensionales en elementos del modelo - Canal 50 mm posición fuerte.

Fuente: Autor

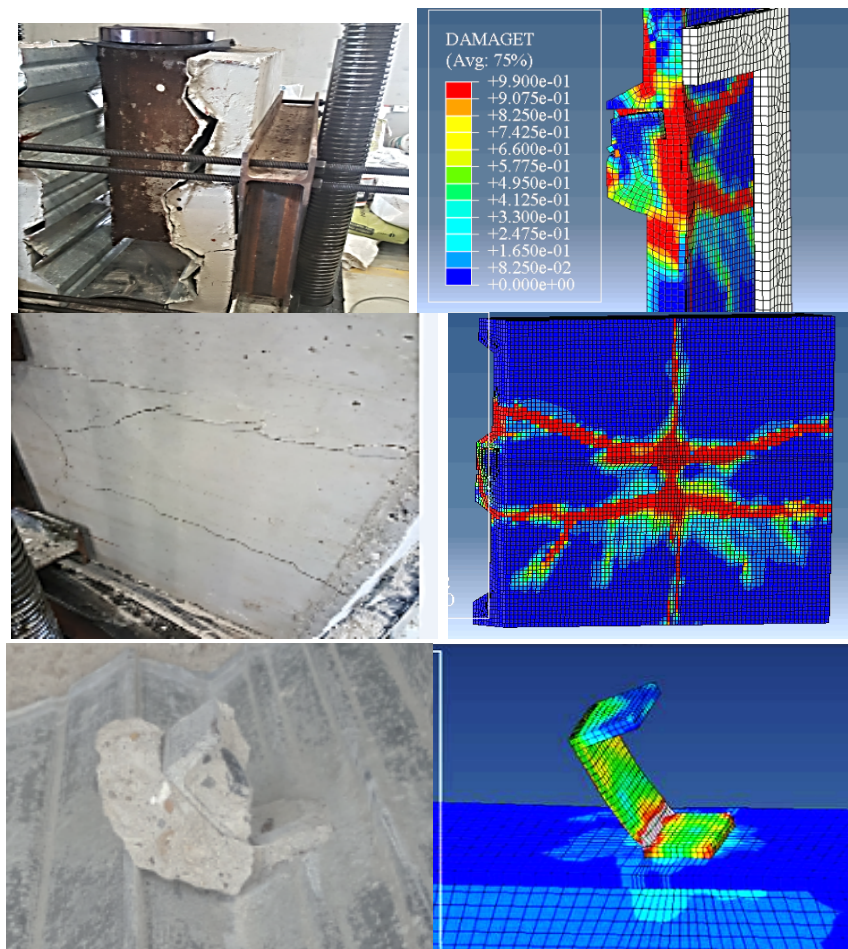


Figura 67. Experimentación vs. modelo computacional – Canal 50 mm en posición fuerte.

Fuente: Autor

Resultados: en el modelo computacional es posible detallar un inicio de grietas por tracción en el concreto, para valores de carga inferiores a 60 kN (desplazamiento < 1mm). Estas grietas fueron observadas en el desarrollo de la fase experimental y su prolongación estuvo dirigida desde el centro de la probeta hasta los extremos, marcadas mayormente en un plano horizontal. Los estados tensionales, demuestran una incursión en la fluencia del acero en la lámina y el conector, al igual que un daño importante y progresivo en el concreto de la losa, que inicia desde valores de carga inferiores a la mitad de la máxima resistencia, hasta valores después de la falla. El daño presenciado en la losa es mayor para esfuerzos a compresión que para esfuerzos de tracción.

9.4 Resultados del modelo – Canal 50 mm en posición débil con arriostramiento

Los resultados de carga obtenidos para los modelos computacionales del conector de cortante tipo canal de 50 mm en posición débil se detallan en la Tabla 20. Para el conector de canal 90 mm se implementó el modelo 2 (propuesto por el autor), con dos geometrías de ensayo diferentes: con arriostramiento y sin arriostramiento. En la Tabla 21 se presenta una comparación de resultados con otras investigaciones de similares condiciones de ensayo.

Tabla 20. Características del modelo - Canal 50 mm en posición débil

Modelo	Volumen	Elemento	Carga máxima	Diferencia analítica - experimental	
Modelo 2	Losa	C3D8R - Explicit	Con arriostramiento	1.0 %	
	Conector	C3D8R - Explicit	48 kN		
	Perfil	C3D8R - Explicit	Sin arriostramiento	----	
	Lámina <i>Steel</i>	S3	43.5 kN		
	<i>deck</i>				
Carga experimental			47.5 kN	-----	
Velocidad de carga			0.1 mm / s		

Fuente: Autor

Tabla 21. Comparación de resultados con otras investigaciones – Canal 50 mm en posición débil

Carga máxima promedio experimental (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Investigación}}{\text{Exp. Otras Investigaciones}}$	Ecuaciones propuestas (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Inv}}{\text{Ecuaciones}}$
Huertas (2013)	-----	-----	-----
No hay registro			
Ramírez (2007)	-----	-----	-----
No hay registro			

Carga máxima promedio experimental (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Investigación}}{\text{Exp. Otras Investigaciones}}$	Ecuaciones propuestas (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Inv}}{\text{Ecuaciones}}$
Hoyos (2015)			
No hay registro para $F'_c = 28 \text{ MPa}$	-----	32.3 kN	1.47

Fuente: Autor

La Tabla 21 demuestra la ausencia de registros experimentales para conectores de cortante tipo canal 50 mm en posición débil. En la investigación de Hoyos (2015), se plantea una formulacion de estos conectores, soportada en ensayos *Push-out* con resistencia de concreto de $F'_c = 21 \text{ MPa}$ y $F'_c = 35 \text{ MPa}$.

La discretización del mallado para el modelo – Canal 50 mm posición fuerte se detalla en la Tabla 22 En la Figura 68 se observan los resultados de carga para diferentes mallados y en la Figura 69 se presenta el test de independencia de malla.

Tabla 22. Discretización del modelo - Canal 50 mm en posición débil

Elementos	Densidad del mallado			
	M1	M2	M3	M4
Canal 50 mm	300	812	2196	2960
Losa de concreto	18124	30020	57040	103403
Vecindad del conector	400	840	1344	7854
Lámina <i>Steel deck</i>	3102	4420	6490	9482
Resultados	44 kN	46 kN	47.2 kN	48 kN
			Diferencia M3-M4	1.6 %

Fuente: Autor

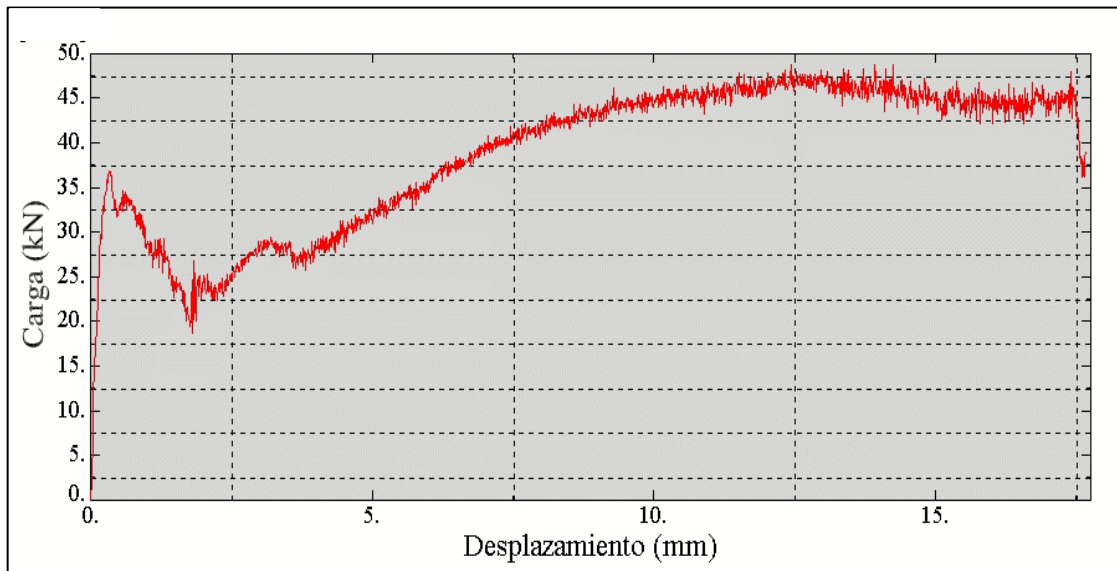


Figura 68. Resultados para diferentes mallados del modelo - Canal 50 mm en posición débil. **Fuente:** Autor

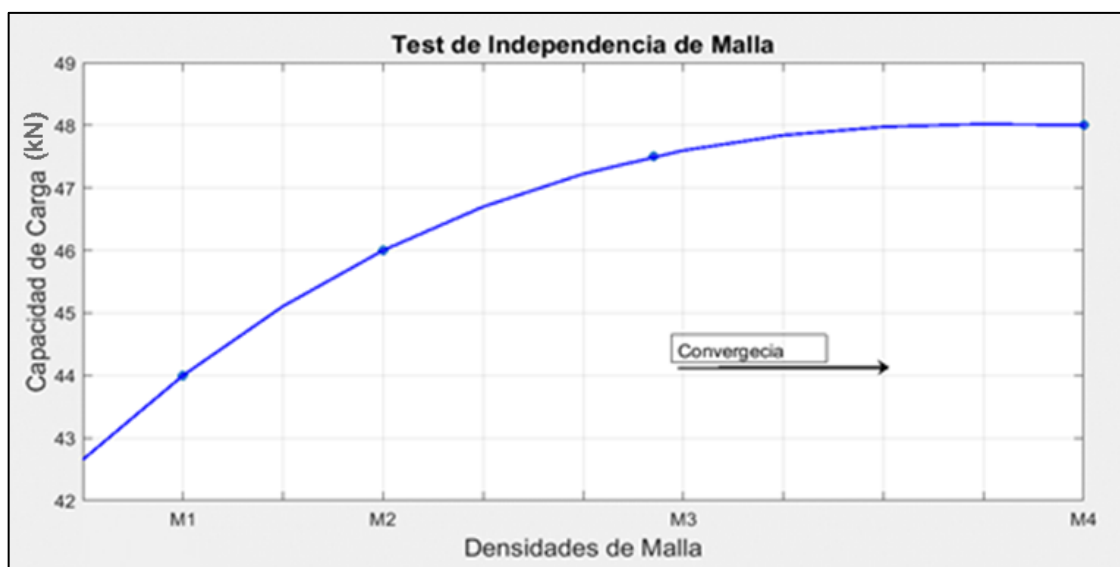
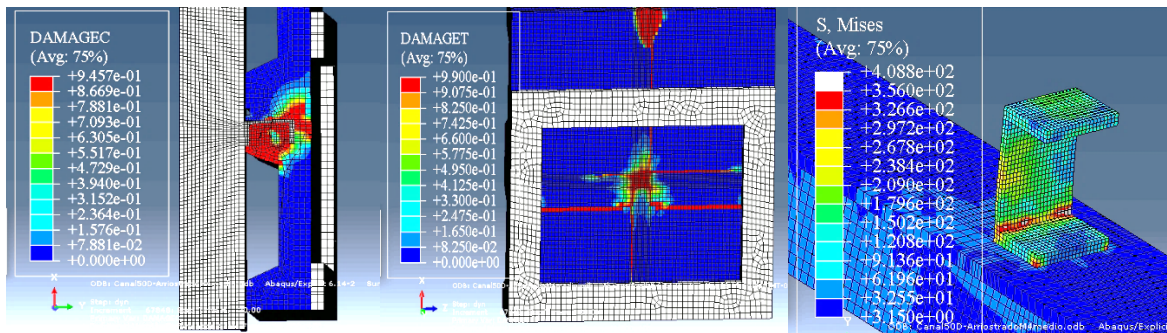


Figura 69. Test de independencia de malla del modelo - Canal 50 mm en posición débil. **Fuente:** Autor

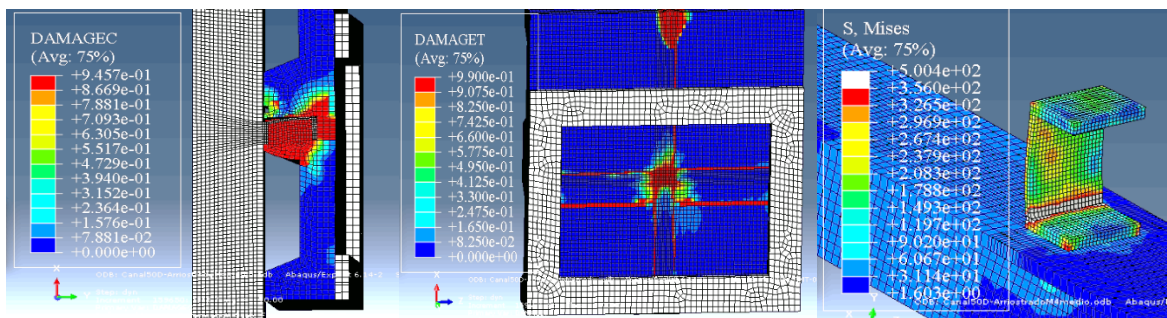
9.4.1 Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales

En la Figura 70 se presentan los estados de esfuerzos y falla en los elementos estructurales, para diferentes valores de carga-desplazamiento. La comparación analítica – experimental es detallada en la Figura 71

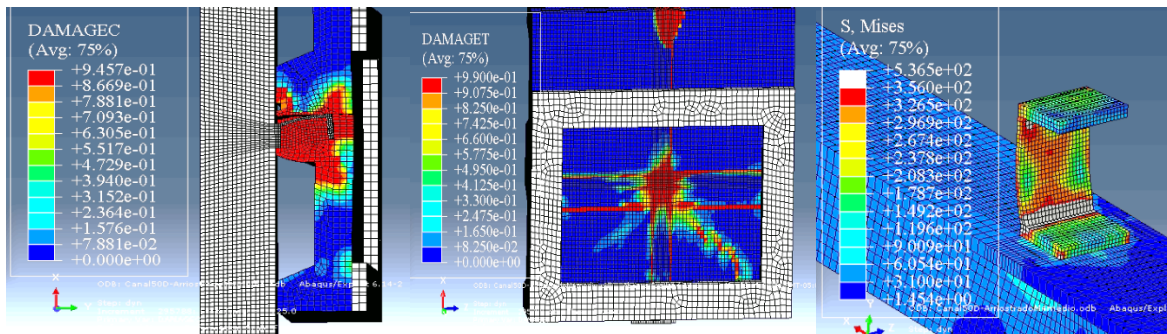
Desplazamiento = 3 mm; Fuerza = 28 kN



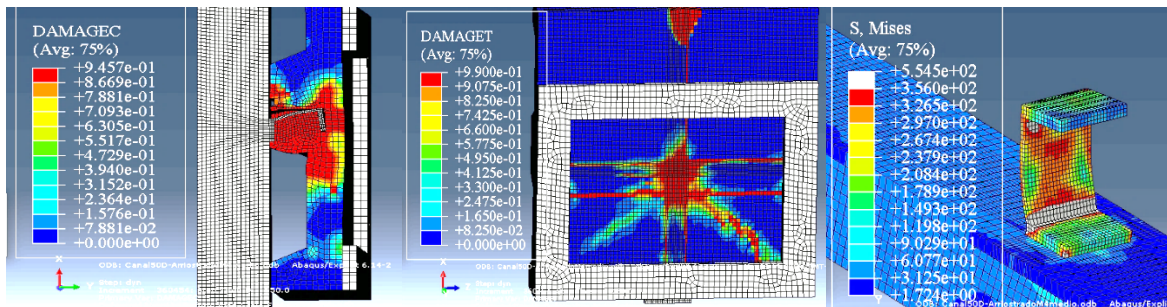
Desplazamiento = 7 mm; Fuerza = 40 kN



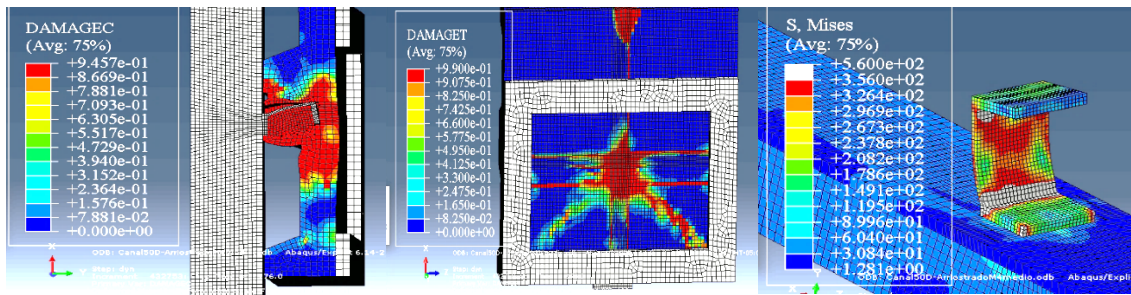
Desplazamiento = 12.5 mm; Fuerza = 48 kN



Desplazamiento = 15 mm; Fuerza = 44.8 kN



Desplazamiento = 17.6 mm; Fuerza = 38.5 kN



Vista perfil y lámina *Steel deck*

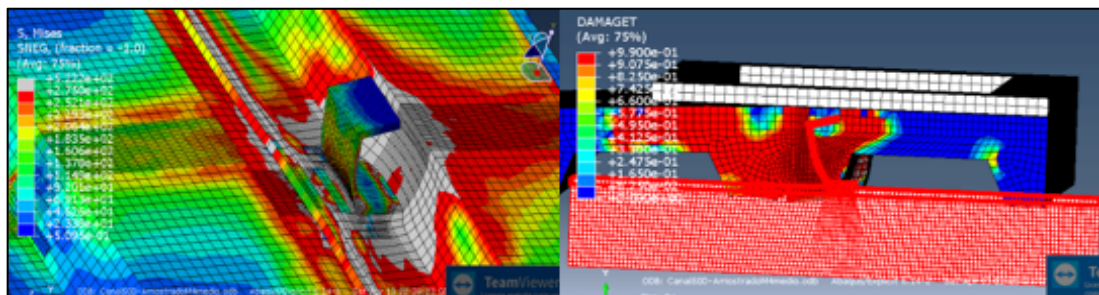


Figura 70. Estados tensionales en elementos – Canal 50 mm en posición débil.

Fuente: Autor

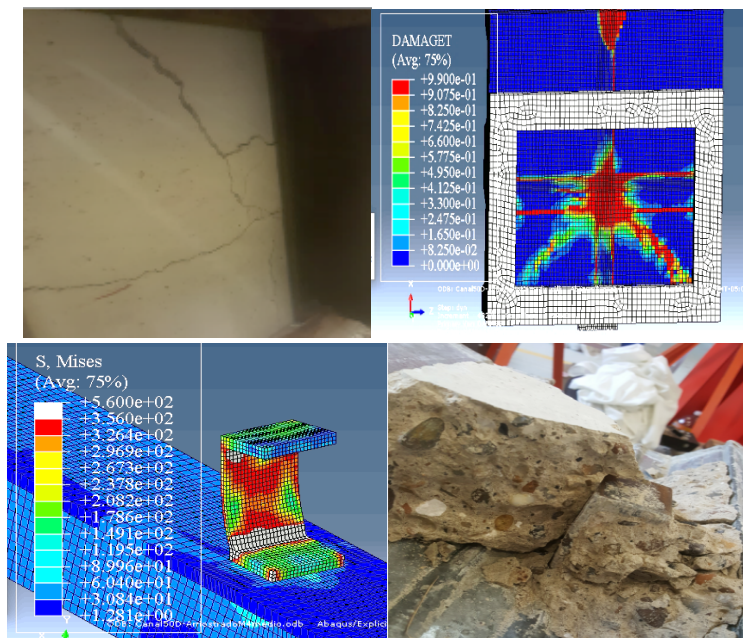


Figura 71. Experimentación vs. modelo computacional – Canal 50 mm en posición débil.

Fuente: Autor

Resultados: En el modelo computacional se observa un inicio del daño plástico en la losa de concreto, en la zona posterior al conector de cortante tipo canal; los valores de carga para este daño son inferiores a 30 kN (desplazamiento 3 mm). Por otra parte, se evidencia en el modelo la presencia de daño (DamageT) asociado por definición a grietas de tracción en la losa; estas grietas evidenciadas fueron previstas igualmente en el ensayo experimental. Los estados tensionales en los elementos estructurales, demuestran una incursión en la fluencia del acero en lámina y el conector, al igual que un daño importante y progresivo en el concreto de la losa. El daño presenciado en la losa es más pronunciado para esfuerzos de compresión. En los ensayos se encontró una falla local en la sección de lámina *Steel deck*, justo en la zona frontal al conector de cortante, en sentido de aplicación de la carga; esta falla se observa en los modelos computacionales, en donde se registran esfuerzos en la lámina (S Mises), mayores al esfuerzo último del material.

9.5 Resultados del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte con arriostramiento

Los resultados de carga obtenidos para los modelos computaciones del conector de cortante tipo canal de 90 mm en posición fuerte se detallan en la Tabla 23. Para el conector de canal 50 mm se implementó el modelo 2 (propuesto por el autor), con dos geometrías de ensayo diferentes: con arriostramiento y sin arriostramiento. La Tabla 24 presenta una comparación de resultados con otras investigaciones de similares condiciones de ensayo.

Tabla 23. Características del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte

Modelo	Volumen	Elemento	Carga máxima	Diferencia analítica - experimental
Modelo 2	Losa	C3D8R - Explicit	Con arriostramiento	10 %
	Conector	C3D8R - Explicit	97.9 kN	

Perfil	C3D8R - Explicit	Sin arriostramiento	
Lámina <i>Steel</i>	S3	88 kN	----
<i>deck</i>			
Carga experimental		88.5 kN	-----
Velocidad de carga		0.1 mm / s	

Fuente: Autor

Tabla 24. Comparación de resultados con investigaciones- Canal 90 mm en posición fuerte

Carga máxima promedio experimental (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Investigación}}{\text{Exp. Otras Investigaciones}}$	Ecuaciones propuestas (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Inv}}{\text{Ecuaciones}}$
Huertas (2013) 80 kN	1.10	55 kN	1.60
Ramírez (2007) No hay registro para Canal 90 mm	----	86.6 kN	1.02
Hoyos (2015) No hay registro para canal 90 mm	-----	75 kN	1.18

Fuente: Autor

Investigaciones realizadas por Ramirez et al (2007), Huertas (2013) y Hoyos (2015), detallan resultados de ensayos de *Push-Out* en conectores de cortante tipo canal de algunas longitudes de conector (L_c) con valores de 50 mm, 75 mm, 90 mm, 100 mm, 125 mm y 150 mm, implementados en losas compuestas con diferentes valores de resistencia de concreto. Las formulaciones propuestas, para el cálculo de la resistencia máxima de conectores, surgen del análisis estadístico de la respuesta experimental; estas ecuaciones permiten interpolar la resistencia de la conexión en el rango de estudio de variables como el esfuerzo máximo a compresión del concreto y posicionamiento del conector en el valle de la lámina *Steel deck*.

La discretización del mallado para el modelo – Canal 90 mm en posición fuerte se detalla en la Tabla 25. En la Figura 72 se observan los resultados de carga y en la Figura 73 el test de independencia de malla.

Tabla 25. Discretización del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte

Elementos	Densidad del mallado			
	M1	M2	M3	M4
Canal 90 mm	386	9476	9476	9476
Losa de concreto	30122	90052	184420	214460
Vecindad del conector	2420	6930	17712	6820
Lámina <i>Steel deck</i>	4494	7466	9932	13690
Resultados	103 kN	99 kN	98 kN	97.9 kN
Diferencia M3-M4				0.1 %

Fuente: Autor

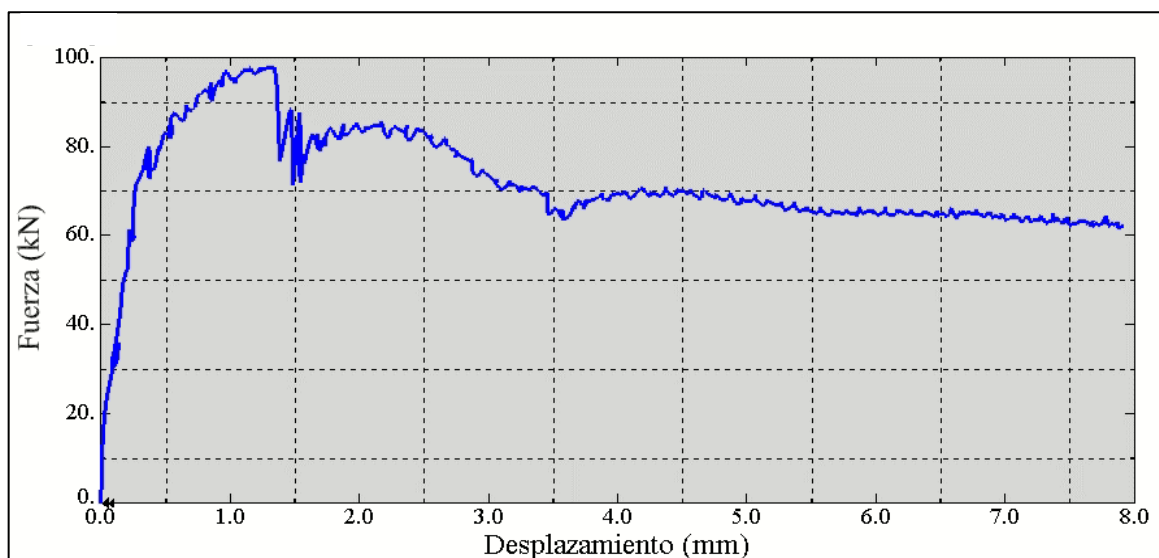


Figura 72. Resultados para diferentes mallados del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte. **Fuente:** Autor

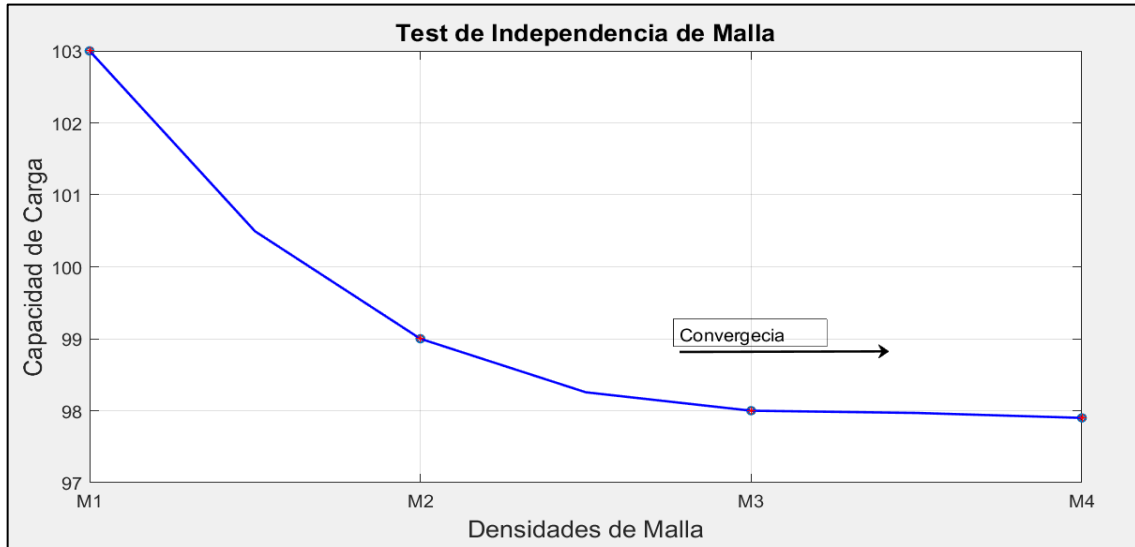
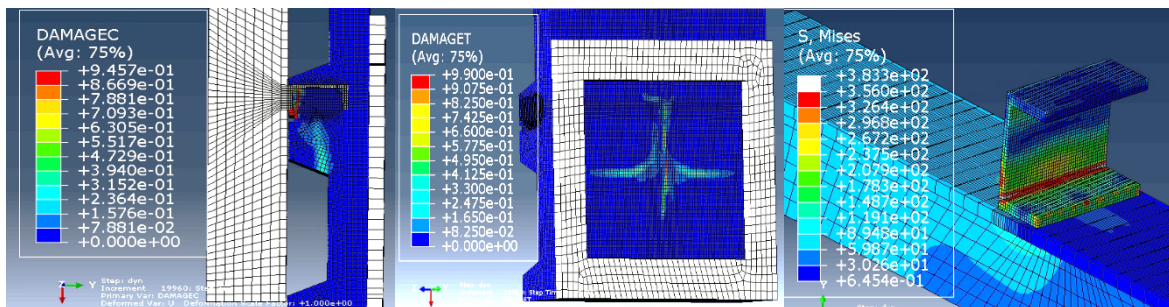


Figura 73. Test de independencia de malla del modelo - Canal 90 mm en posición fuerte.
Fuente: Autor

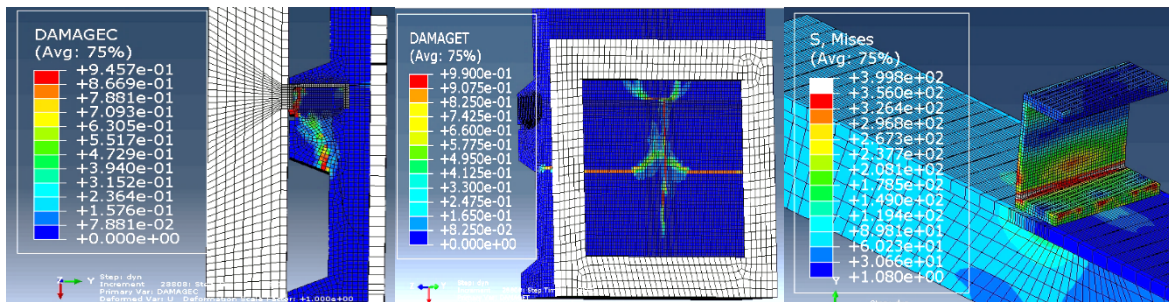
9.5.1 Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales

En la Figura 74 se presenta los estados de esfuerzos y falla en los elementos estructurales para diferentes valores de carga-desplazamiento. La comparación analítica vs. experimental es detallada en la Figura 75.

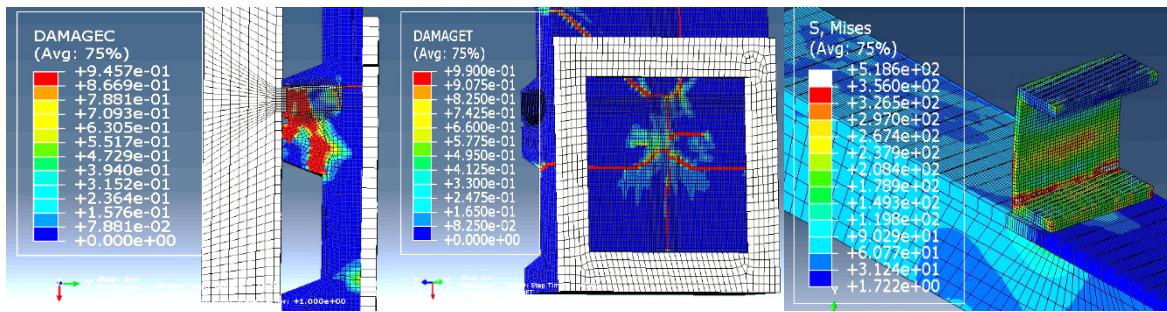
Desplazamiento = 0.9 mm; Fuerza = 86 kN



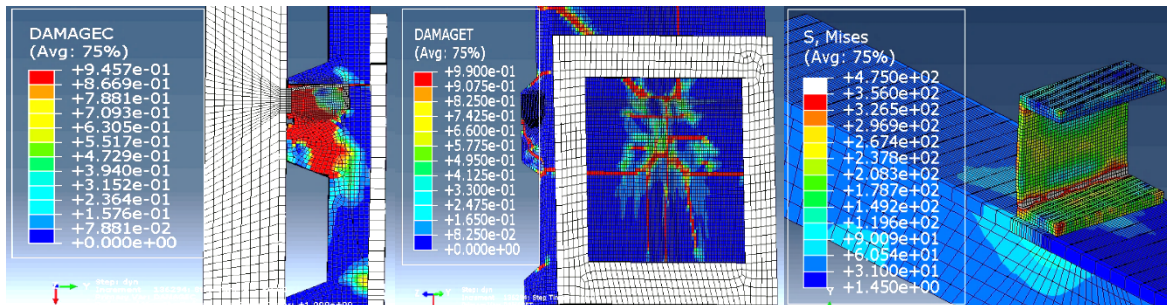
Desplazamiento = 1.3 mm; Fuerza = 97.9 kN



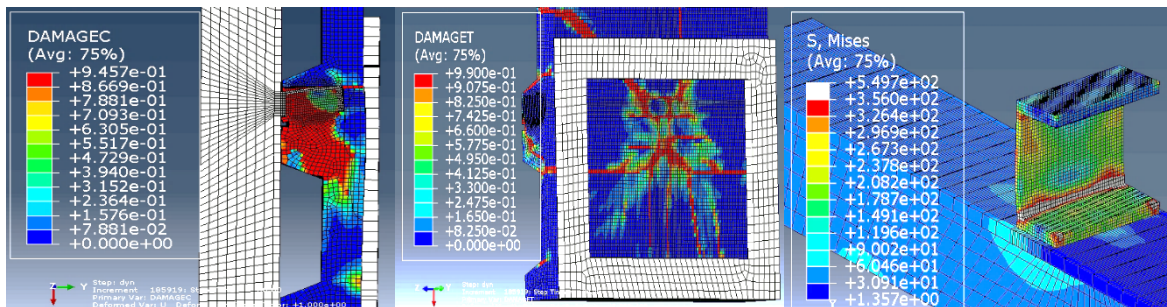
Desplazamiento = 4 mm; Fuerza = 70 kN



Desplazamiento = 6 mm; Fuerza = 65 kN



Desplazamiento = 8 mm; Fuerza = 60 kN



Vista perfil y lámina *Steel deck*

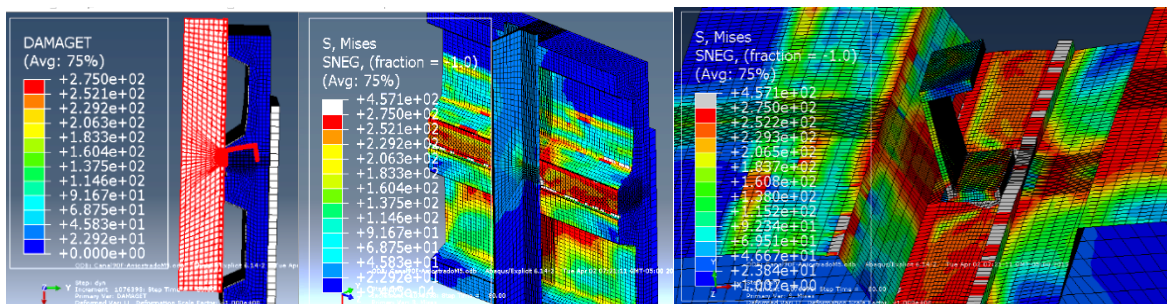


Figura 74. Estados tensionales en elementos estructurales – Canal 90 mm en posición fuerte. **Fuente:** Autor

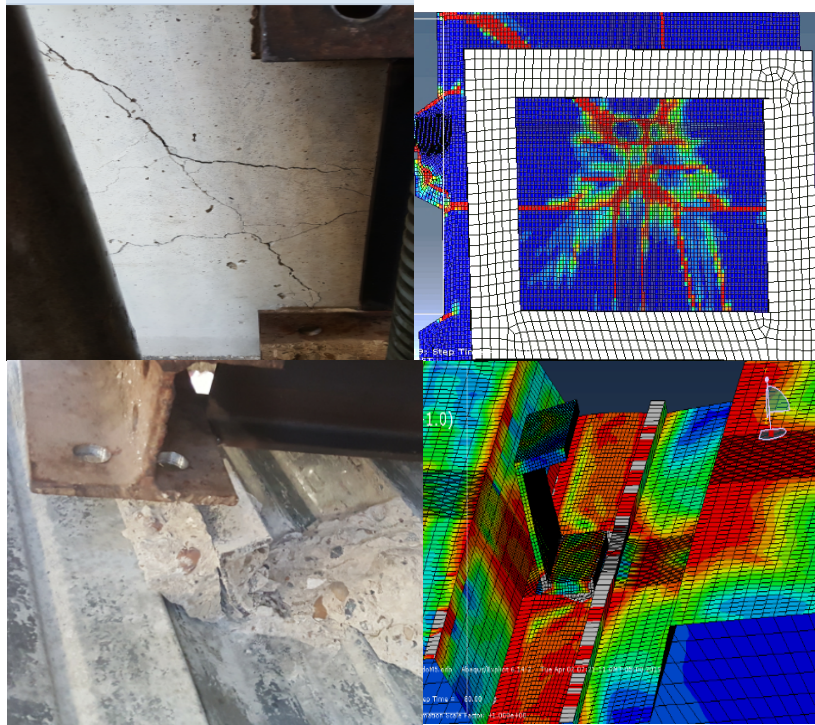


Figura 75. Experimentación vs. modelo computacional – Canal 90 mm en posición fuerte.

Fuente: Autor

Resultados: En el modelo computacional se observa un inicio del daño plástico a compresión en la losa de concreto, en la zona posterior al conector de cortante tipo canal. Por otra parte, el daño presentado a tracción evidencia la formación de grietas; estas grietas fueron observadas también en el ensayo experimental. Los estados tensionales en los elementos estructurales demuestran una incursión en la fluencia del acero en la lámina y el conector, al igual que un daño importante y progresivo en el concreto de la losa. El daño presenciado en losa es más pronunciado para esfuerzos de compresión que para esfuerzos de tracción.

9.6 Resultados del modelo - Canal 90 mm en posición débil con arriostramiento

Los resultados de carga obtenidos para los modelos computacionales del conector de cortante tipo canal de 90 mm en posición débil se detallan en la Tabla 26. Para el conector de canal 90 mm se implementó el modelo 2 (propuesto por el autor), con dos geometrías de ensayo diferentes: con arriostramiento y sin arriostramiento. La Tabla 27 presenta una comparación de resultados con otras investigaciones de similares condiciones de ensayo.

Tabla 26. Características modelo - Canal 90 mm posición débil

Modelo	Volumen	Elemento	Carga máxima	Diferencia analítica - experimental
Modelo 2	Losa	C3D8R - Explicit	Con arriostramiento	7,2 %
	Conector	C3D8R - Explicit	58.7 kN	
	Perfil	C3D8R - Explicit		
	Lámina <i>Steel</i> <i>deck</i>	S3	Sin arriostramiento	----
			49 kN	
	Carga experimental		63.3 kN	-----
	Velocidad de carga		0.1 mm / s	

Fuente: Autor

Tabla 27. Comparación resultados con otras investigaciones – Canal 90 mm posición débil

Carga máxima promedio experimental (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Investigación}}{\text{Exp. Otras Investigaciones}}$	Ecuaciones propuestas (otras investigaciones)	$\frac{\text{Exp. Esta Inv}}{\text{Ecuaciones}}$
Huertas (2013)			
No hay registro para Canal 90 mm	----	----	----

Ramírez (2007)			
No hay registro para Canal 90 mm	----	----	----
Hoyos (2015)			
No hay registro para canal 90 mm	-----	37.5 kN	1.7

Fuente: Autor

La Tabla 27 demuestra la ausencia de registros experimentales para conectores de cortante tipo canal 90 mm en posición débil. En la investigación de Hoyos (2015), se plantea una formulación de conectores tipo canal soportada en ensayos *Push-out*, con otras longitudes de conector y resistencia de concreto de $F'_c = 21$ MPa y $F'_c = 35$ MPa.

La discretización del mallado para el modelo – Canal 90 mm posición débil se detalla en la Tabla 28. En la Figura 76 se observan los resultados de carga y en la Figura 77 el test de independencia de malla.

Tabla 28. Discretización del modelo - Canal 90 mm en posición débil

Elementos	Densidad del mallado			
	M1	M2	M3	M4
Canal 90 mm	352	1584	2820	3420
Losa de concreto	18696	41084	77308	193442
Vecindad del conector	480	1960	4212	9828
Lámina <i>Steel deck</i>	2808	4724	7120	10628
Resultados	52 kN	55 kN	56.4 kN	58.7 kN
			Diferencia M3-M4	3.9%

Fuente: Autor

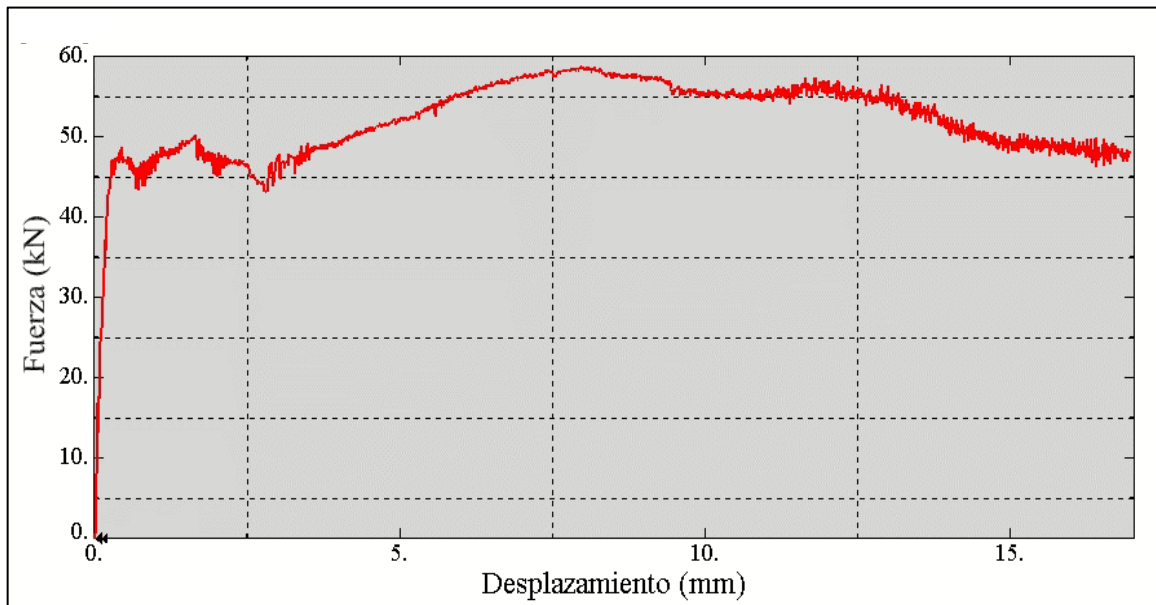


Figura 76. Resultados para diferentes mallados del modelo - Canal 90 mm en posición débil. **Fuente:** Autor

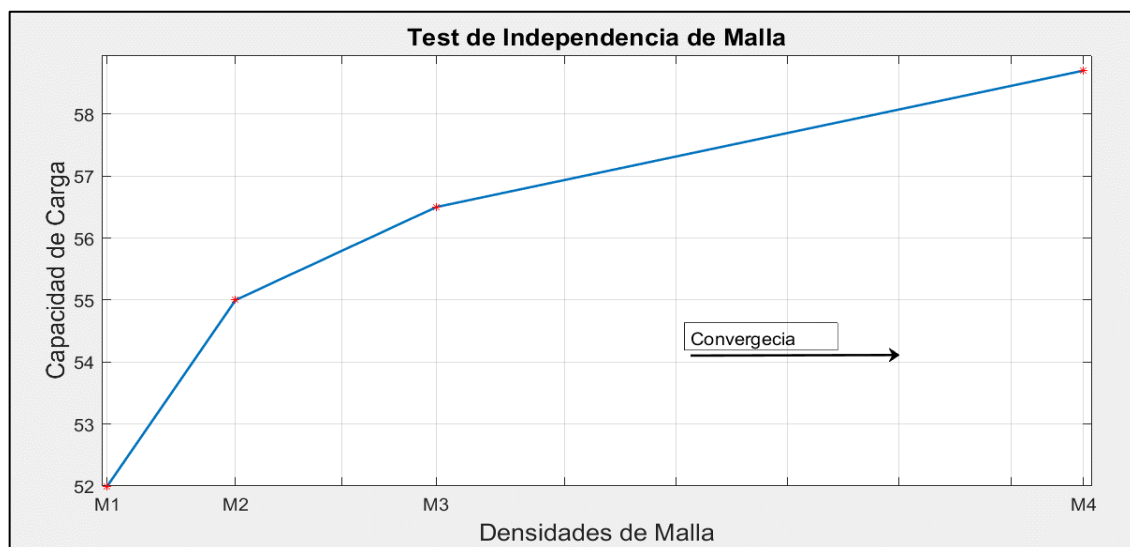
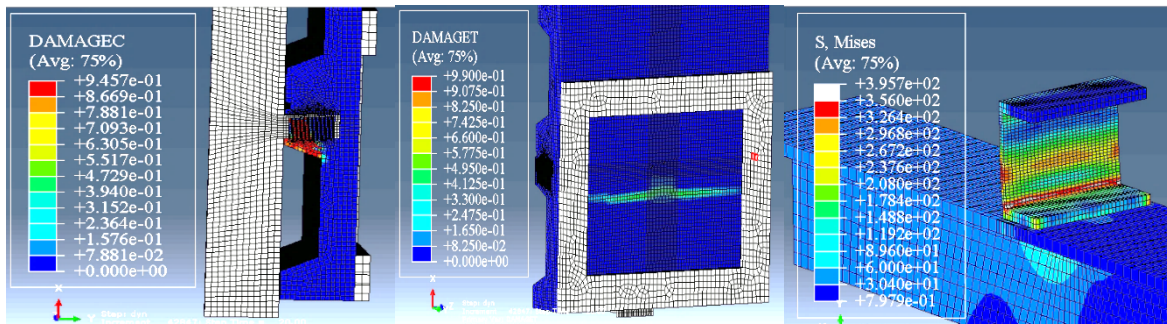


Figura 77. Test de independencia de malla del modelo - Canal 90 mm en posición débil. **Fuente:** Autor

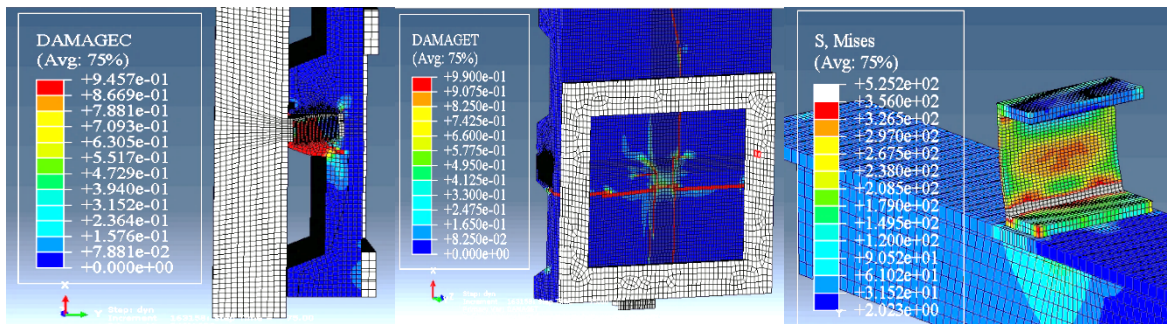
9.6.1 Falla en la conexión y estados tensionales en los elementos estructurales

En la Figura 78 se presentan los estados de esfuerzos y falla en los elementos estructurales, para diferentes valores de carga-desplazamiento. La comparación analítica – experimental es detallada en la Figura 79.

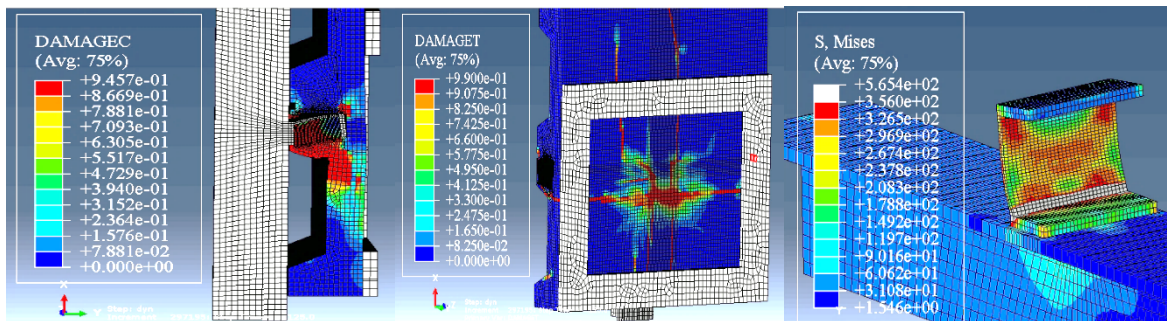
Desplazamiento = 2 mm; Fuerza = 47.5 kN



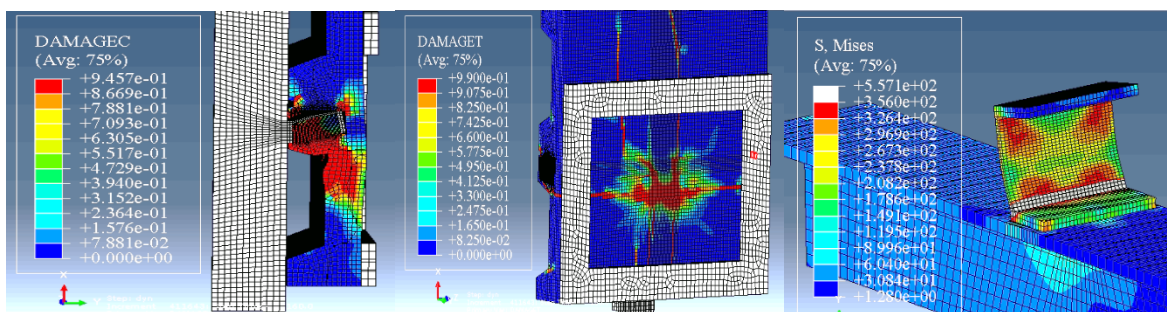
Desplazamiento = 7,5 mm; Fuerza = 58,7 kN



Desplazamiento = 12,5 mm; Fuerza = 55 Kn



Desplazamiento = 16 mm; Fuerza = 49 kN



Vista Perfil y Lámina *Steel deck*

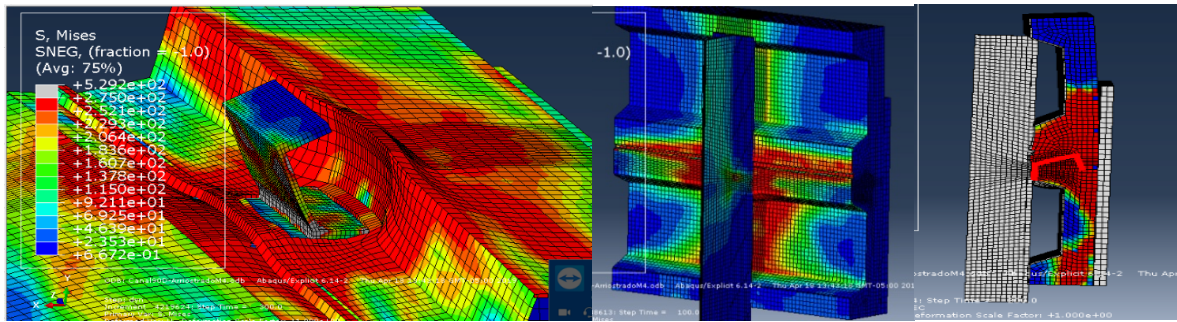


Figura 78. Estados tensionales en elementos – Canal 90 mm posición débil. **Fuente:** Autor

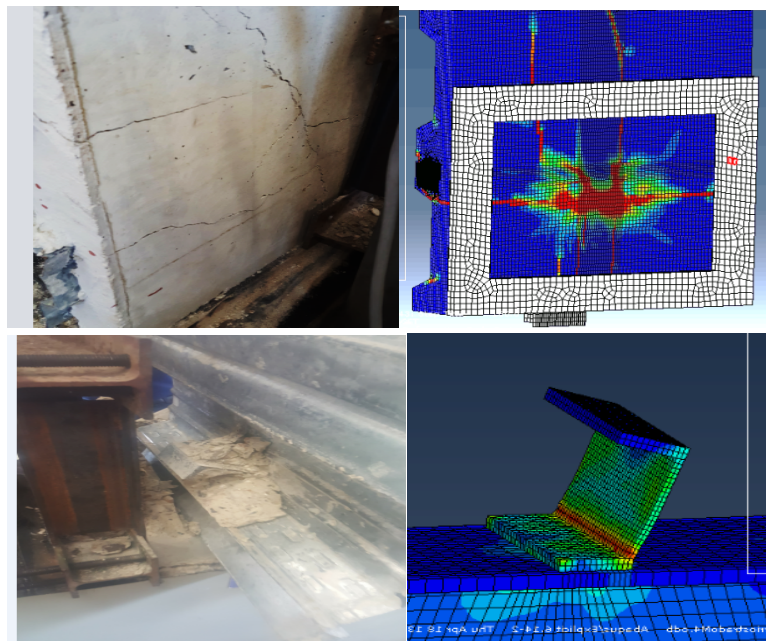


Figura 79. Experimentación vs modelo computacional – Canal 90 mm posición débil.

Fuente: Autor

Resultados: Para este modelo los estados tensionales en los elementos estructurales, demuestran una fluencia del acero en la lámina y el conector, al igual que un daño importante y progresivo en el concreto de la losa por esfuerzos de compresión y tracción. El daño presenciado en la losa al momento de la falla es mayor para esfuerzos de compresión que para esfuerzos de tracción.

9.7 Comparación de resultados de modelos - arriostrados vs. no arriostrados

La Figura 80 y Figura 81, presentan la comparación de resultados de los modelos computacionales con conectores de cortante tipo canal, en condición de arriostramiento y sin arriostramiento.

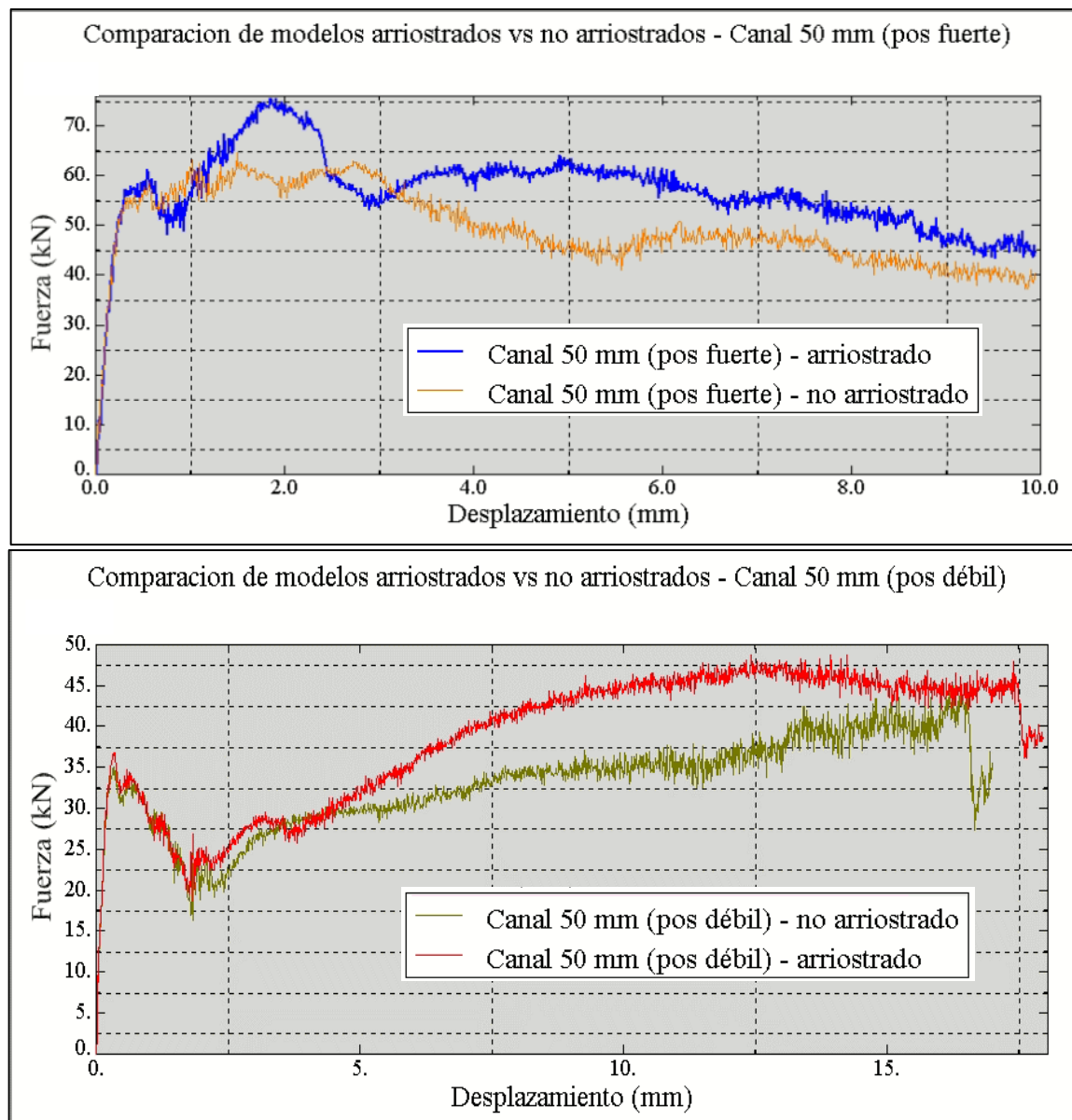


Figura 80. Comparación de modelos - Arriostrados vs. no arriostrados posición fuerte.

Fuente: Autor

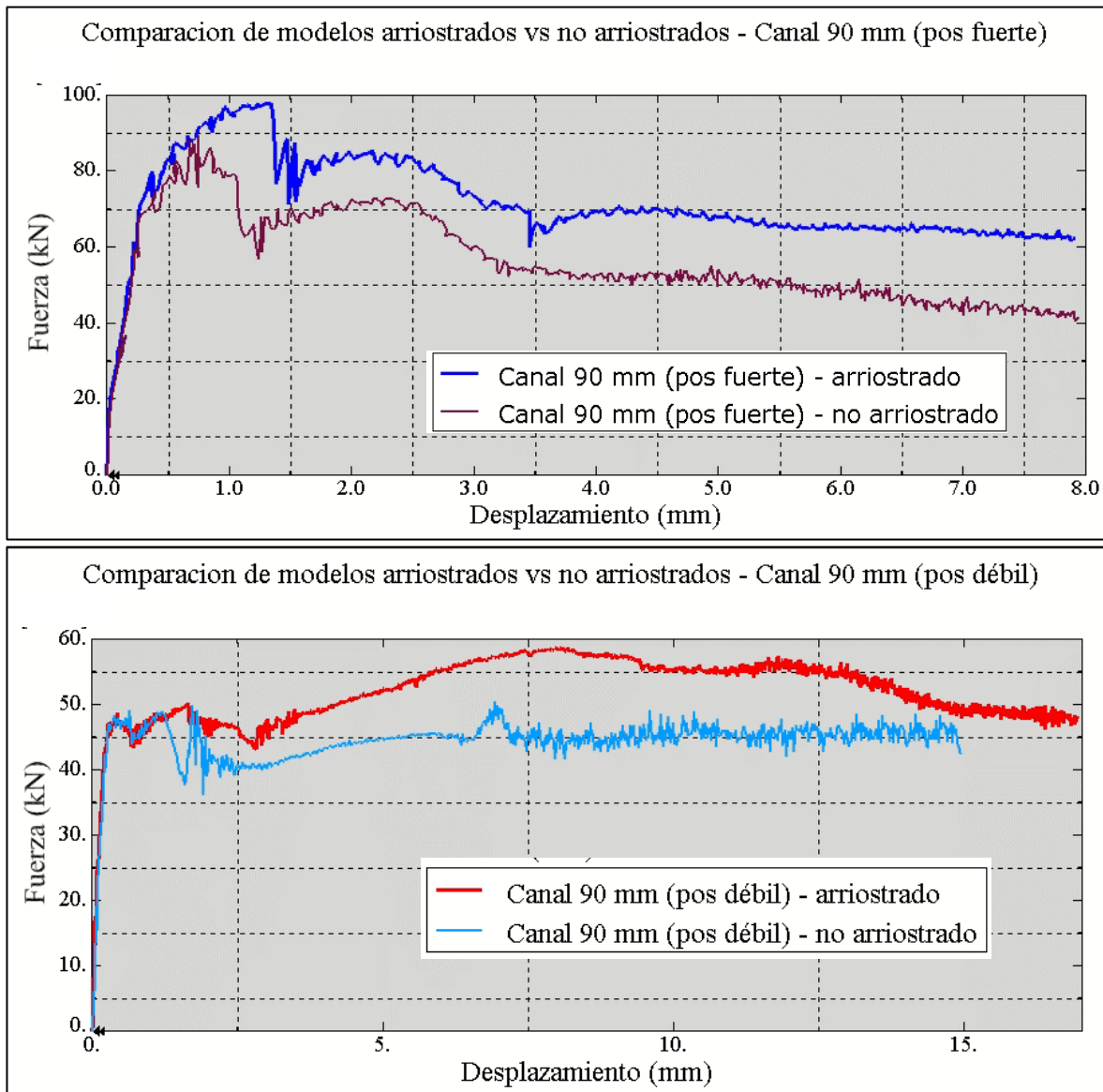


Figura 81. Comparación de modelos - Arriostrados vs. no arriostrados en posición débil.

Fuente: Autor

Los modelos demuestran que el arriostramiento efectuado para los ensayos tiene una influencia en la resistencia de la conexión para conectores tipo canal en posición fuerte de 15.8 % de diferencia en carga máxima para conectores tipo canal 50 mm (Tabla 17) y 10.11% para conectores tipo canal 90 mm (Tabla 23). Para conectores de cortante tipo canal en posición débil, su influencia en la resistencia es de 9.3% para conectores tipo canal 50 mm (Tabla 20) y 16.5% para conectores tipo canal 90 mm (Tabla 26).

9.8 Análisis de validez de la hipótesis

Para detallar la adecuada correspondencia analítica-experimental de los modelos implementados en esta investigación y evaluar la validez de la hipótesis planteada: “La simulación numérica permite replicar y estudiar el comportamiento mecánico de conectores de cortante tipo espigo y tipo canal en ensayos *push-out*, obteniendo resultados de comportamiento comparables con ensayos experimentales”. Se presenta a continuación una comparación de resultados analíticos del modelo propuesto con resultados experimentales de otras investigaciones.

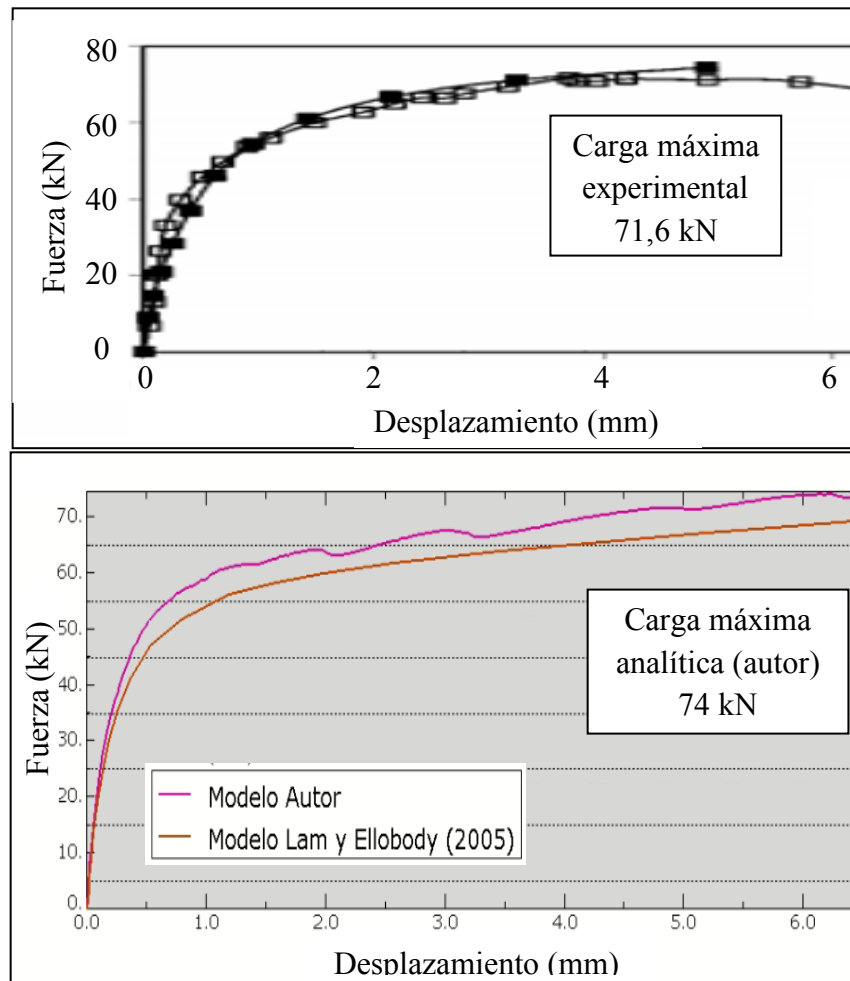


Figura 82. Comparación de resultados del modelo propuesto por autor (Modelo 2) vs probeta Sp-2 de Lam y Ellobody (2005). **Fuente:** Autor

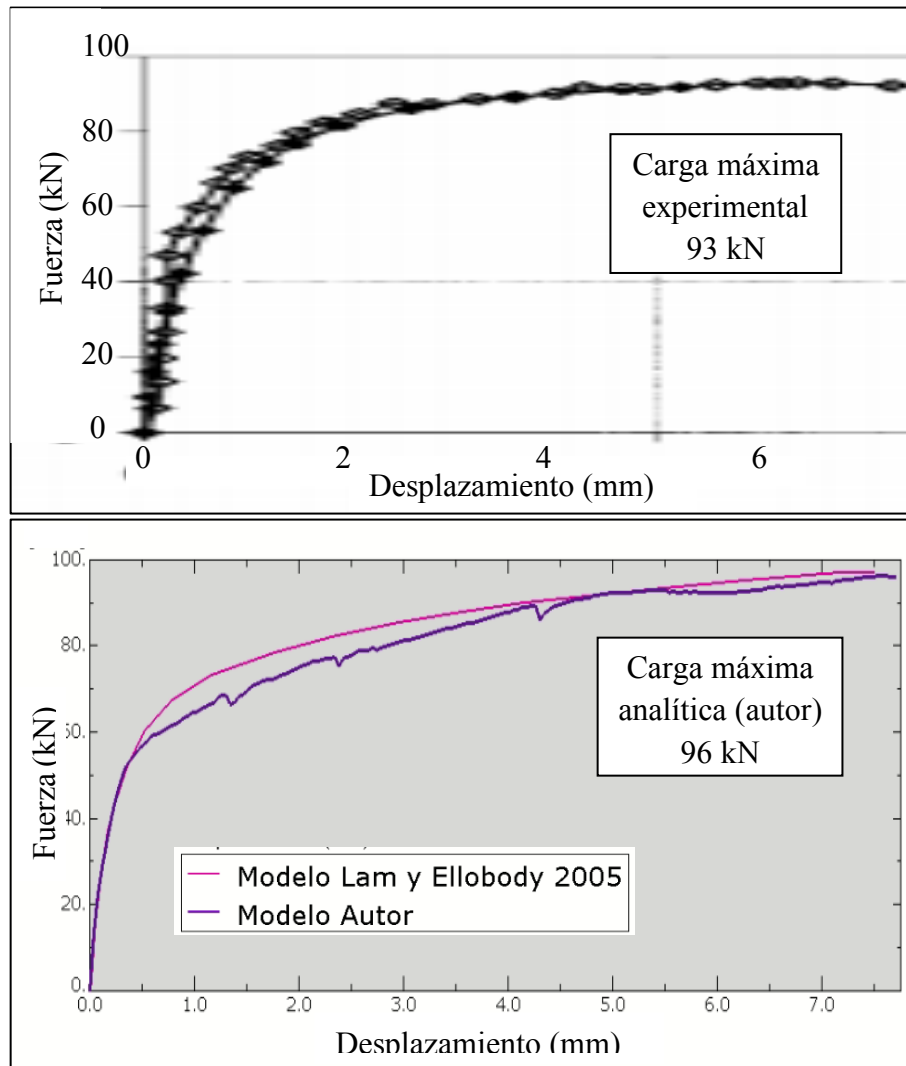


Figura 83. Comparación de resultados del modelo propuesto por autor (Modelo 2) vs probeta Sp-3 de Lam y Ellobody (2005). **Fuente:** Autor

La diferencia entre el modelo propuesto por el autor y los resultados experimentales de la investigación realizada por Lam y Ellobody (2005) - probetas Sp-2 y Sp-3 es inferior al 3.6% esto indica buena correspondencia entre el resultado analítico y experimental.

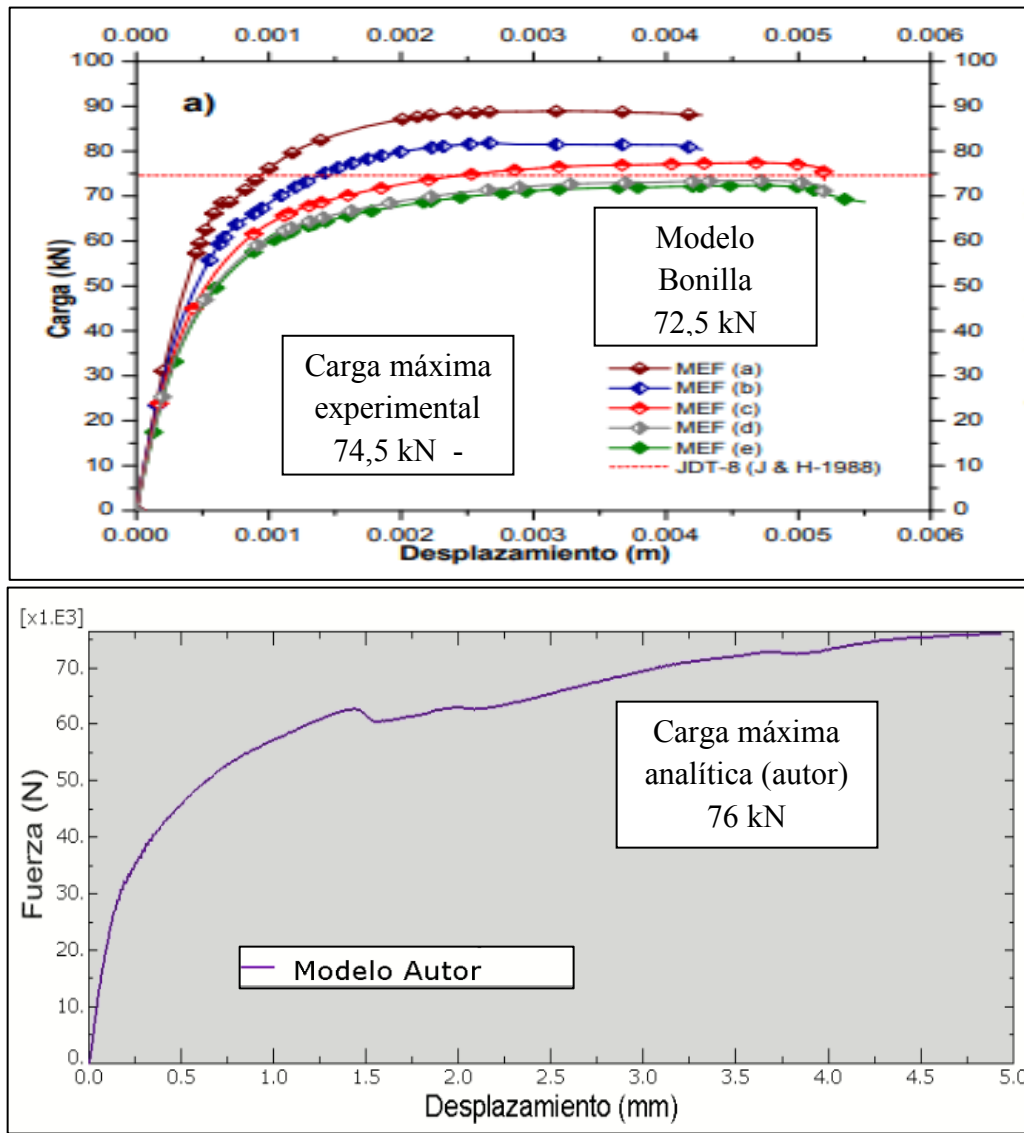
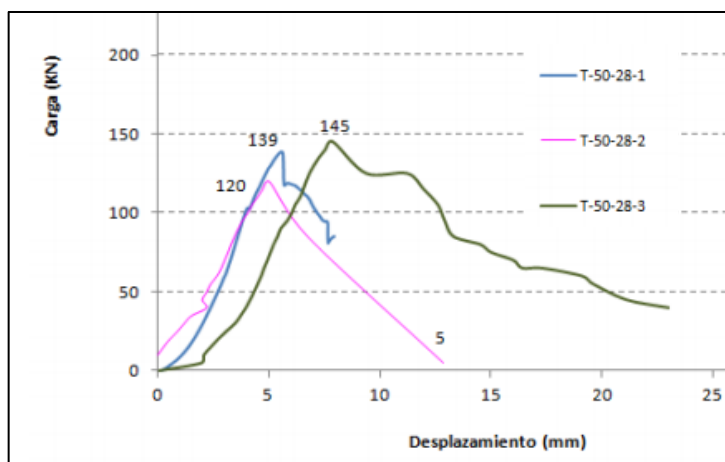


Figura 84. Comparación de resultados del modelo propuesto por autor (Modelo 2) vs probeta JDT-8, Jayas y Hossain (1988). **Fuente:** Autor

La diferencia entre el modelo propuesto por el autor y los resultados experimentales de la investigación realizada por Jayas y Hossain (1988) es inferior al 2 %, esto indica buena correspondencia entre el resultado analítico y experimental. De acuerdo a lo observado, el modelo analítico propuesto por autor se encuentra validado con los resultados de las anteriores investigaciones – Lam y Ellobody (2005) y Jayas y Hossain (1988). Este modelo también es validado con los resultados experimentales de esta investigación (autor) en cuanto

a: carga máxima resistente de la conexión, estados tensionales de los elementos, daños y grietas presenciado en concreto, entre otros. En cuanto a desplazamientos, no fue posible realizar una validación de los valores obtenidos del modelo con los resultados experimentales, debido a la alta desviación estándar de los desplazamientos para iguales valores de carga máxima en las réplicas de los ensayos, este hecho imposibilitó definir una curva de comportamiento. Investigaciones como las de Huertas (2013) y Ramírez (2007) han detallado también una alta variación de desplazamientos para los valores de carga máxima en los ensayos de iguales características (detalle en Figura 85, 86 y 87).

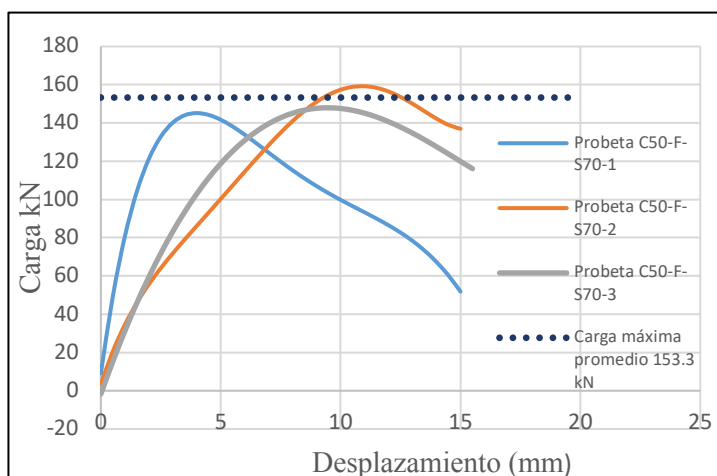


Probeta Huertas	Carga máxima	Desplazamiento en punto de carga máxima
1	60 kN	5 mm
2	69,5 kN	5,6 mm
3	72,5 kN	8 mm

* La carga en gráfica es para dos conectores

Figura 85. Resultado de ensayo de conectores tipo canal 50 mm - Huertas (2013).

Fuente: Huertas (2013)



Probeta Autor	Carga máxima	Desplazamiento en punto de carga máxima
1	73 kN	4 mm
2	75 kN	11 mm
3	82 kN	9 mm

* La carga en gráfica es para dos conectores

Figura 86. Resultado de ensayo de conectores tipo canal 50 mm – autor, Gómez (2020).

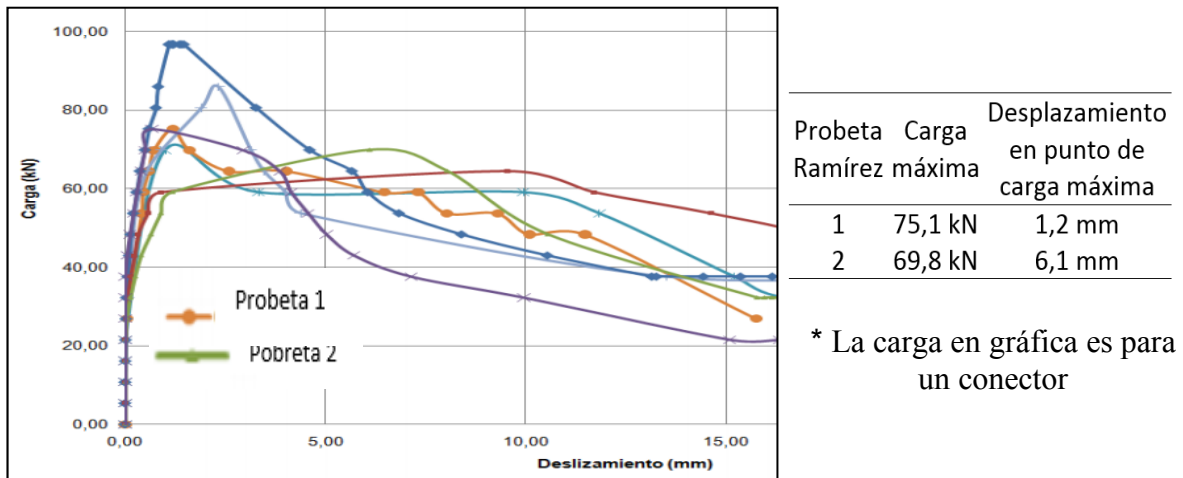


Figura 87. Resultado de ensayo para conectores tipo canal 50 mm – Ramírez (2007).

Fuente: Ramírez (2007)

10 Conclusiones

Los ensayos realizados en conjunto con la modelación computacional, permiten enunciar las siguientes conclusiones experimentales y analíticas que dan respuesta a la hipótesis de la investigación: “La simulación numérica permite replicar y estudiar el comportamiento mecánico de conectores de cortante tipo espigo y tipo canal en ensayos *push-out*, obteniendo resultados de comportamiento comparables con ensayos experimentales”.

10.1 Conclusiones del desarrollo experimental

De acuerdo al desarrollo experimental de esta investigación, la resistencia de los conectores de cortante tipo espigo y tipo canal, implementados en vigas compuestas con losa sobre *Steel deck*, son detallados en la Tabla 29.

Tabla 29. Resistencia de conectores

Conectores de cortante	Resistencia posición fuerte	Resistencia posición débil
Conector tipo espigo $\phi = 5/8''$	62.5 kN	42.0 kN
Conector tipo canal 50 mm	76.6 kN	47.8 kN
Conector tipo canal 90 mm	88.5 kN	63.3 kN

Fuente : Autor

Algunas de las conclusiones de los ensayos son las siguientes:

- Los conectores tipo canal de 3" x 4" x 1" de longitud $L_c = 50$ mm y $L_c = 90$ mm, proporcionan mayor resistencia ante fuerzas cortantes actuantes en la conexión que los conectores tipo espigo ($\phi = 15.9$ mm).

- La resistencia de conectores de cortante tipo espigo de fabricación colombiana estudiados en esta investigación, detallan valores de carga de 6% inferior en posición fuerte, y 20% inferior en posición débil a la formulación establecida para el diseño de estos conectores en el reglamento NSR-10. Por tanto, para su implementación en el medio constructivo colombiano es necesario realizar este ajuste a las formulaciones.
- Es indispensable el arriostramiento en ensayos *Push-out* en vigas compuestas con losa sobre *Steel deck* para evitar fallas a flexión o pandeo de las probetas; su implementación se hace más relevante en ensayos con conectores en posición débil.
- De acuerdo a las fallas presentadas en algunas probetas, no es recomendable la implementación de soldadura S6018 para la conexión de conectores de cortante a perfiles metálicos. Dos (2) de cuatro (4) probetas construidas con esta metodología fallaron por la soldadura del conector.

10.1.1 Recomendaciones próximas investigaciones

- En cuanto a las probetas de ensayo, se hace necesario definir una probeta con geometría, condiciones de apoyo y condiciones de contorno tipo estándar. El *Eurocode* no presenta una propuesta de probeta estándar para realizar ensayos *Push-Out* en vigas compuestas con losa sobre *Steel deck* (solo presenta una propuesta para losas macizas). Por tanto, los estudios realizados por distintos investigadores han detallado geometrías de probetas, condiciones de apoyo y arriostramientos diferentes; estos criterios deben unificarse. En la presente investigación se aportan resultados y análisis de variables que permiten dicha unificación que debe ser validada con un mayor número de probetas en una experimentación extensiva (consideración de

mayor número de variables: geometría y calidad de lámina, calidad de concretos, tipo y posición de conectores, entre otros).

- Se debe dar prioridad, durante la experimentación, al sistema de medición de desplazamientos. Se debe contar con un sistema que aporte una resolución mayor que el propuesto en esta investigación. Los valores de desplazamiento, para la carga máxima de conectores tipo canal (en posición fuerte) en los modelos computacionales es inferior que la presenciada experimentalmente. Adicionalmente, es posible que el acomodo inicial de la probeta, debido a la no perfecta simetría (por construcción) de la misma, o la abertura de grietas en la aplicación de cargas, afectará igualmente la medición de los desplazamientos. Investigaciones como la de Ramirez et al. (2007) presentan valores de desplazamientos experimentales cercanos a los modelos analíticos de esta investigación.
- Debido a irregularidades en la construcción y arriostramiento de la probeta C90-D-70-3 (probeta con conector de canal 90 mm en posición débil), se recomienda complementar los resultados de resistencia para ese conector en esa posición, con un mayor número de ensayos.

10.2 Conclusiones para el modelo analítico - numérico

- Los resultados obtenidos de los modelos computacionales propuestos para conectores tipo canal (Modelo 2) reflejan una correspondencia cercana a lo obtenido en el desarrollo experimental. El error relativo porcentual de la carga máxima obtenida por medición experimental y el modelo computacional, es en el peor de los casos, inferior al 10 %. De la misma manera, fue posible observar y corroborar en los modelos, algunos estados presenciados previamente en el desarrollo experimental tales como:

grietas en la losa de concreto (paralelas y perpendiculares a la dirección de aplicación de carga), deformaciones permanentes en la sección de los conectores y de la lámina (plastificación), daños en losa asociados a esfuerzos de tracción y compresión. Esto indica que los modelos computacionales con las características presentadas de geometría, de contorno, de apoyo y de material, guardan estrecha similitud con la realidad; por tanto, es acertada la hipótesis planteada en esta investigación. Los modelos presentados son apropiados para estudiar a fondo el comportamiento a cargas cortantes de conectores, en vigas compuestas con losa sobre *Steel deck*.

- Los modelos implementados en el conector tipo espigo (Modelo 1), presentan una buena correspondencia para conectores tipo espigo en posición fuerte (Error: 7.2 %), sin embargo, en posición débil el error es mayor (Error: 14.2 %). Para conectores tipo canal el modelo no evidencia la misma correspondencia con la realidad, esto debido a la dificultad en la obtención de la respuesta para carga máxima y el comportamiento pos-pico después de la falla.
- De acuerdo a los resultados obtenidos en los modelos computacionales, el arriostramiento propuesto para evitar pandeo en las probetas (desarrollo experimental) es efectivo y genera diferencias en la resistencia máxima de la conexión con valores de carga menores al 16 %, en comparación con probetas sin arriostramiento para conectores de cortante tipo canal; estos resultados fueron determinados de manera analítica-numérica (modelos), por tanto deben ser corroborados por investigaciones posteriores con un desarrollo experimental. Es probable que para ensayos con conectores de cortante sin arriostramiento, se genere primero una falla por flexión o pandeo.

- Debido a la complejidad de los modelos y de la poca información experimental de ensayos de conectores de cortante tipo canal, en esta investigación no fue posible validar los resultados de desplazamiento analíticos con los experimentales. La dispersión en las mediciones de estos desplazamientos en esta y otras investigaciones de referencia impidieron linealizar una curva de desplazamiento en función de la carga.
- Se hace necesario definir a partir de estos modelos (de ser requerido) estados límites de servicio por deformación (grietas), para el diseño eficiente de estas estructuras. En el ensayo de probetas y en los modelos computacionales se observan grietas importantes antes de alcanzar la carga máxima resistente en la conexión.

10.2.1 Recomendaciones próximas investigaciones

- A partir de estos modelos, se recomienda estudiar la naturaleza de la falla, determinar qué esfuerzos son los que conllevan al estado de colapso y definir un plano de falla en la conexión, con el fin de obtener formulaciones analíticas (menos empíricas) de la resistencia de la conexión. Se recomienda realizar mejoras en geometría o refuerzo de la conexión, para conseguir mayor eficiencia.
- Los modelos computacionales revelan que el valor de la resistencia máxima de la conexión, guarda importante sensibilidad con el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación a tracción del concreto. Por tanto, se recomienda proponer investigaciones teniendo en cuenta esta variable.

11 Bibliografía

- Acero deck - conectores de corte. (2018). Recuperado 26 de agosto de 2019, de <https://www.acero-deck.com/productos/conectores-de-corte>
- AIS. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, *NSR-10*. (2010).
- ANSI, B. (2010). AISC 360-10-Specification for structural steel buildings [J]. *Chicago AISC*.
- Application-of-channel-shear-connectors-in-bridge-and-building. (2018). Recuperado 28 de agosto de 2019, de https://www.researchgate.net/profile/Hafizah_Sulong/publication/236170138/figure/fig1/AS:299379425595400@1448389025554/Application-of-channel-shear-connectors-in-bridge-and-building.png
- Bonilla, J., Larrúa, R., Mirambell, E., & Recarey, C. (2007a). Aplicación de la simulación numérica al estudio del comportamiento de conectadores tipo perno en estructuras compuestas de hormigón y acero. *Revista ingeniería civil*, 148, 55–68.
- Bonilla, J., Larrúa, R., Mirambell, E., & Recarey, C. (2007b). Estudio de la influencia de la resistencia del hormigón en el comportamiento de conectadores mediante simulación numérica. *Revista ingeniería civil*, 147, 57-64.
- Bonilla, J., Larrúa, R., Mirambell, E., & Recarey, C. (2007c). Simulación virtual de ensayos *push-out* para conectadores tipo pernos y con seccion en U en estructuras mixtas hormigón-acero. *Revista ingeniería civil*, 148, 83-93.
- Bonilla, J., Larrúa, R., Recarey, C., Mirambell, E., Gómez, A., & López, M. (2010). Simulación numérica del ensayo *push-out* para conectadores tipo perno de estructuras compuestas en sección viga-losa con lámina nervada. *Revista ingeniería civil*, (157), 109–120.
- Caughey, & Scott. (1929). *A practical method for the design of I beams haunched in concrete—The institution of structural engineers*.

- Chinn. (1965). Pushout tests on lightweight composite slabs | American institute of steel construction. *Engineering journal, american institute of steel construction.*, Vol. 2, 129-134.
- Clement, G. V. (2010). *Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10*. Escuela colombiana de ingeniería Julio Garavito.
- Dai, X., Lam, D., Sheehan, T., Yang, J., & Zhou, K. (2018). Use of bolted shear connectors in composite construction. *Proceedings of the 12th International conference on advances in steel-concrete composite structures. ASCCS 2018*, 475–482. Editorial universitat politècnica de valència.
- Davies, C. (1967). Small-scale push-out tests on welded stud shear connectors. *Journal of structural engineering*, 40(2), 311-316.
- Ellobody. (2002). *Finite element modelling of shear connection for steel-concrete composite girders*. University of leeds.
- Ellobody, E., & Young, B. (2006). Performance of shear connection in composite beams with profiled steel sheeting. *Journal of constructional steel research*, 62(7), 682–694.
- Escalante, V. (2003). *Diseño de estructuras metálicas*. Santo domingo.
- Gere, J. M., & Goodno, B. J. (2009). *Mecánica de materiales*. Cengage learning latin america.
- Grant, J. A., Fisher, J. W., & Slutter, R. G. (1977). Composite beams with formed steel deck. *Engineering Journal AISC*, 14(1), 24-43.
- Hawkins, N. M., & Mitchell, D. (1984). Seismic response of composite shear connections. *Journal of Structural Engineering*, 110(9), 2120–2136.
- Hoyos. (2015). *Comportamiento de conectores de cortante tipo canal embebidos en losa en concreto vaciada sobre tableros metálicos* (tesis de maestría). Universidad del valle.

- Huertas, D. N. de. (2013). *Comportamiento de canales como conectores de cortante para un sistema de sección compuesta usando lámina colaborante* (tesis de maestría). Universidad nacional de colombia.
- Jayas, B. S., & Hosain, M. U. (1988). Behaviour of headed studs in composite beams: push-out tests. *Canadian journal of civil engineering*, 15(2), 240-253.
- Johnson, & Yuan. (1997). Resistance of stud shear connector in troughs of profiled sheeting. *research report - University of warwick*.
- Lam Dennis, & El-Lobody Ehab. (2005). Behavior of headed stud shear connectors in composite beam. *Journal of structural engineering*, 131(1), 96-107.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:1\(96\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(96))
- Lawson, R. M. (1992). *Shear connection in composite beams*. 81-97. Recuperado de <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0084224>
- Lloyd, R. M., & Wright, H. D. (1990). Shear connection between composite slabs and steel beams. *Journal of constructional steel research*, 15(4), 255-285.
[https://doi.org/10.1016/0143-974X\(90\)90050-Q](https://doi.org/10.1016/0143-974X(90)90050-Q)
- Lyons, J. C. (1994). *Strength of welded shear studs* (thesis, Virginia Tech). Recuperado de <https://vtechworks.lib.vt.edu/handle/10919/42990>
- Mottram, & Johnson. (1990). *Push tests on studs welded through profiled steel sheeting—The institution of structural engineers*. 68(10), 187-193.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. McGraw-Hill.
- Oehlers, D. J., & Coughlan, C. G. (1986). The shear stiffness of stud shear connections in composite beams. *Journal of constructional steel research*, 6(4), 273–284.
- Ollgaard, J. G., Slutter, R. G., & Fisher, J. W. (1971). Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete. *Engineering journal AISC*, 8(2), 55-64.

- Popovics, S. (1973). " A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete." *Cement and concrete research*, 3(5), 583-599.
- Pashan, A. (2006). *Behaviour of channel shear connectors: Push-out tests* (University of Saskatchewan). Recuperado de <https://harvest.usask.ca/handle/10388/etd-03312006-112344>
- Qureshi, Lam, & Ye. (2010). Finite element modelling of shear connection behaviour in a push test using profiled sheeting. *Advances and trends in structural engineering, mechanics and computation*. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/236951604_Finite_element_modelling_of_shear_connection_behaviour_in_a_push_test_using_profiled_sheeting
- Ramirez, Larrua, Vargas, Yeomans, Nungaray, & Pinto. (2007). *Fundamentación experimental de sistemas estructurales y productos para el desarrollo competitivo de la construcción compuesta*. Presentado en proyecto senacyt col 006 - 007 “. Recuperado de <https://studylib.es/doc/8046980/proyecto-senacyt-col-006---007>
- Rivera, J. I. (2012). *Simulación numérica del comportamiento de conectores de cortante tipo tornillo en un sistema de sección compuesta ante solicitud de corte directo* (tesis de maestría). Universidad nacional de colombia.
- Robinson, H. (1988). Multiple stud shear connections in deep ribbed metal deck. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15(4), 553-569. <https://doi.org/10.1139/l88-076>
- Slutter, R. G., & Driscoll, G. C. (1965). Flexural strength of steel-concrete composite beams. *Journal of the structural division*, 91(2), 71-99.
- Tahmasbi, F., Maleki, S., Shariati, M., Sulong, N. H. R., & Tahir, M. M. (2016). Shear capacity of C-shaped and L-shaped angle shear connectors. *plos one*, 11(8), e0156989. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0156989>

Thorenfeldt, A. Tomaszewicz, and J. J. Jensen, “*Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design,*” in *Proceedings of the Symposium on Utilization of High-Strength Concrete (Stavanger, Norway)*, Tapir, Trondheim, Norway, 1987.

Urquhart, L. C., O’Rourke, C. E., & Winter, G. (1962). *Proyecto y dimensionamiento de las estructuras de hormigón*. Barcelona: Reverté.

Vinnakota, S. (2010). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. McGraw-Hill.

12 Anexos

Ficha Técnica Entrepisos

Descripción Metaldeck Grado 40 y Grado 50

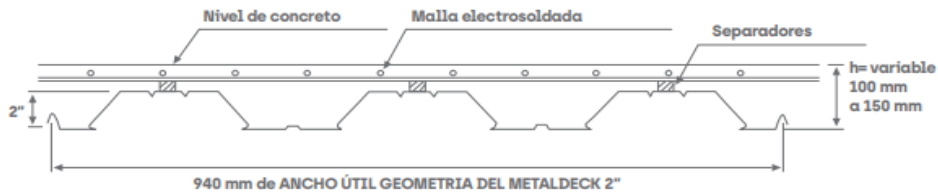
El sistema de losas METALDECK aprovecha las características de una lámina de acero preformada [LAMINA COLABORANTE] sobre la cual se hace un vaciado en concreto. El comportamiento combinado entre el concreto, una vez éste ha alcanzado su resistencia máxima, y el tablero en acero, permite obtener un sistema de losa estructural práctico para todo tipo de edificaciones.

Se impone ante los sistemas tradicionales por aspectos como su rapidez en obra, gran resistencia, limpieza, bajo peso y economía. El sistema es diseñado acorde con las especificaciones del Reglamento NSR-10 y el documento Composite SteelFloor Deck (Tablero de piso en acero para comportamiento compuesto) emitido por el SDI (Steel Deck Institute).

Especificaciones Técnicas Metaldeck Grado 40 y Grado 50

Metaldeck 2"				
Calibre [Espesor]	22 [0.75 mm]	20 [0.90 mm]	18 [1.20 mm]	16 [1.50 mm]
Peso [kg/m]	7.12	8.55	11.33	14.2
Peso [kg/m²]	7.57	9.10	12.05	15.11

Consumo Teórico de Concreto						
Espesor total de la losa h [mm]	100	110	120	130	140	150
Consumo de concreto teórico [m³/m²]	0.072	0.082	0.092	0.102	0.112	0.122



Normatividad Metaldeck Grado 40 y Grado 50

Las láminas de METALDECK se fabrican a partir de láminas de acero al carbono galvanizada calidad estructural que cumplen con las siguientes especificaciones:

- Norma NTC 4011 y ASTM A653 [Estructural Grado 40 y Grado 50].
- Reglamento NSR-10.
- Espesor mínimo para Metaldeck, 0.75mm; de acuerdo a lo especificado en el Reglamento NSR-10 y según el SDI [Steel Deck Institute].
- Espesor del recubrimiento de zinc, 180g/m² - Z180 [G60]. De acuerdo con lo especificado en el Reglamento NSR-10.

Propiedades Mecánicas						
Normativa		Resistencia a la Fluencia, min.		Resistencia a la Tracción, min.		Elongación en 50mm min.
		MPa	psi	MPa	psi	%
Metaldeck	ASTM A653 Grado 40	275	40000	380	55000	16
	ASTM A653 Grado 50 Clase 1	340	50000	450	65000	12

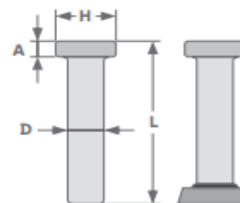
Descripción Conectores

Los elementos de acero (viguetas en tubería y vigas) y el concreto vaciado sobre el Metaldeck vinculados en un entrepiso mediante conectores de cortante, permite que los materiales trabajen como una unidad. El conector se suelda a las alas de las vigas de acero o la cara superior de las viguetas en tubería y queda embebido en el concreto creando un fuerte vínculo entre los materiales. Los conectores de cortante tipo Stud y tipo Canal cumplen NSR-10 y su uso está reglamentado en los numerales F.2.9.3, F.2.9.8 y F.2.9.9

Conector Tipo Stud

Estos conectores consisten en espigos metálicos con cabeza que son instalados principalmente por un proceso de soldadura de arco eléctrico, utilizando el perno mismo como electrodo. Los conectores de cortante auto soldables se instalan con una velocidad de 3 a 4 veces mayor que los conectores instalados con procesos manuales.

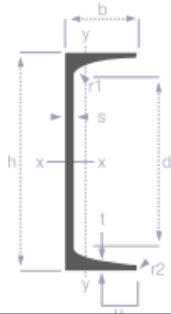
Referencia		Dimensiones Nominales							
Para Metaldeck	Conector Tipo Stud	D		L		H		A	
		[Pulg.]	[mm]	[Pulg.]	[mm]	[Pulg.]	[mm]	[Pulg.]	[mm]
2"	3/4 X 3-7/8 MS MD2	3/4"	19,05	3-7/8"	98,43	1.25"	31,75	0.375"	9,53
3"	3/4 X 4-7/8 MS MD3	3/4"	19,05	4-7/8"	123,83	1.25"	31,75	0.375"	9,53
2"y 3"	*CERAM/SCA 3/4 WTD MD 2-3	3/4"	19,05	-	-	-	-	-	-



Propiedades Mecánicas						
Normativa		Resistencia a la Fluencia min.		Resistencia a la Tracción min.		Elongación en 50mm min.
		MPa	psi	MPa	psi	%
STUD	ISO 13918	350	51,000	450	65,000	20

INFORMACIÓN TÉCNICA

Perfil laminado en caliente con secciones transversales con formas de "U"



USOS

- Estructuras metálicas
- Maquinaria y equipos
- Torres de transmisión
- Industria metalmeccánica
- Remolques
- Cerchas
- Reforzamiento estructural
- Equipos de transporte

NORMAS

ASTM A36
 $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
 ASTM A572 Grado 50
 $F_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

VENTAJAS

- Resistentes a flexión y compresión, soportando mayores cargas
- Soldables sin que afecten su resistencia mecánica
- Estructuras más livianas
- Más rendimiento y menor tiempo de construcción
- Mayor resistencia
- Se adapta a otros sistemas constructivos
- Permite excelentes acabados arquitectónicos como elemento a la vista

Designación	Dimensiones							Peso (kg/m)
	Altura		Ala		Distancias			
	h	s	b	t	r1	r2	d	
C3X4.1	76.20	4.30	35.80	6.90	6.90	2.50	45.60	6.10
C4X5.4	101.60	4.60	40.10	7.50	7.10	2.80	68.80	8.04
C6X8.2	152.40	5.10	48.80	8.70	7.60	3.00	115.00	12.20
C8X11.5	203.20	5.60	57.40	9.90	8.10	3.30	161.00	17.10

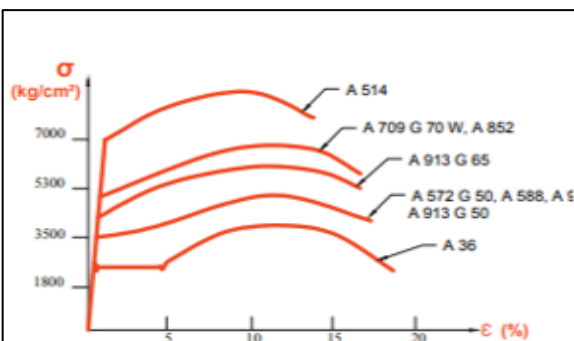


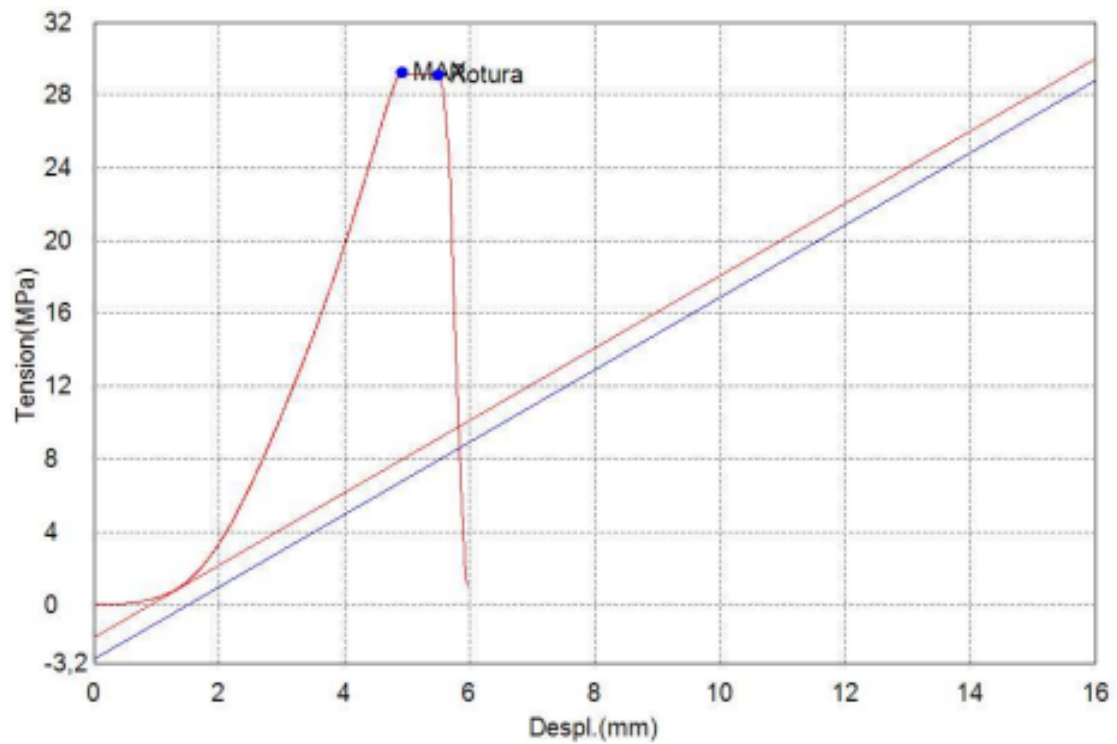
Figura 3 Curvas esfuerzo - deformación de algunas calidades de acero

CORRELACION DE LAS NMX Y ASTM DE ACEROS ESTRUCTURALES					
Nomenclatura		$F_y^{(1)}$		$F_u^{(2)}$	
NMX (1)	ASTM (2)	MPa	Kg/cm ²	MPa	Kg/cm ²
B-254	A 36	250	2,530	400 a 550	4,080 a 5,620
	A 529	345	3,515	485	4,950
		380	3,880	485	4,950
		320	3,235	460	4,710
B-282	A 242	345	3,515	485	4,920
		290	2,950	414	4,220
		345	3,515	450	4,570
B-284	A 572	414	4,220	515	5,270
		450	4,570	550	5,620
	A 992	345	3,515	450 a 620	4,570 a 6,330
B-177	A 53	240	2,460	414	4,220

Ensayo de compresión cilindro de concreto No. 1

Nombre de muestra	Diametro	Altura
Unidad	mm	mm
1 _ 1	149,9997	299,9994

Nombre	M.Elastico	Max_Fuerza	Rotura_Fuerza
Parametros	Fuerza 9,9999999 - 20 kN	Calc. at Entire Areas	Sensibilidad 10
Unidad	MPa	kN	kN
1 _ 1	596,258	516,291	513,882

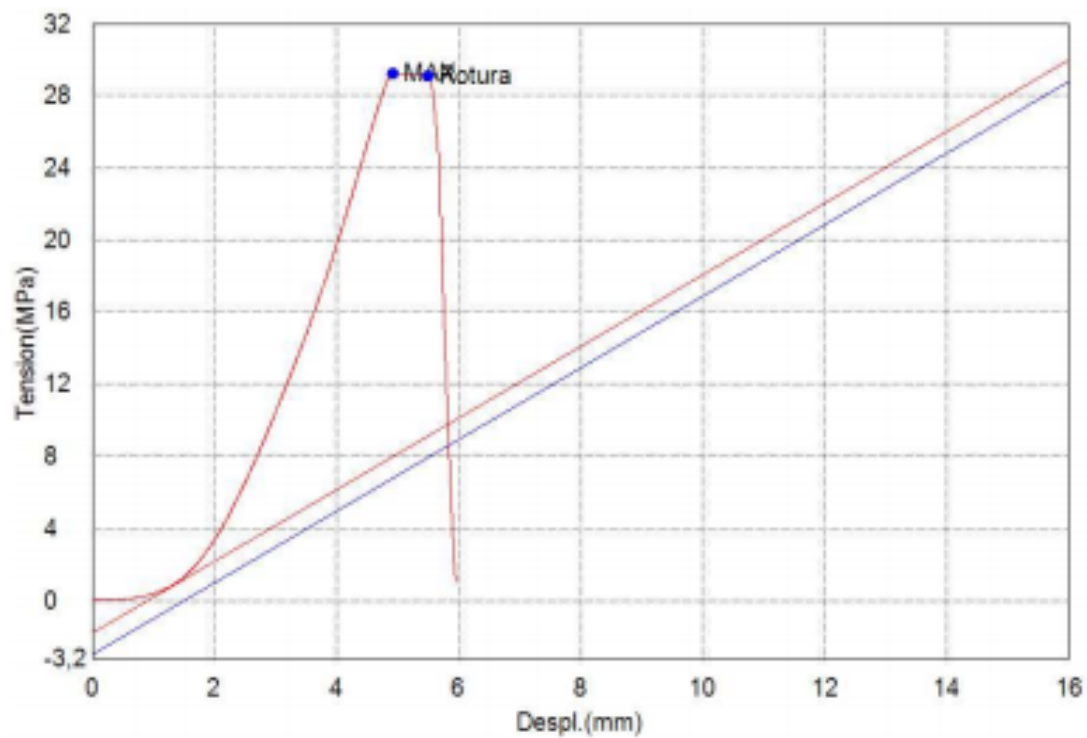


Comentarios

Ensayo de compresión cilindro de concreto No. 2

Nombre de muestra	Diametro	Altura
Unidad	mm	mm
1_1	149.9997	299.9994

Nombre Parametros	M.Elastico Fuerza 9,999999 - 20 kN	Max_Fuerza Calc. at Entire Areas	Rotura_Fuerza Sensibilidad 10
Unidad	MPa	kN	kN
1_1	271,185	457,188	452,775

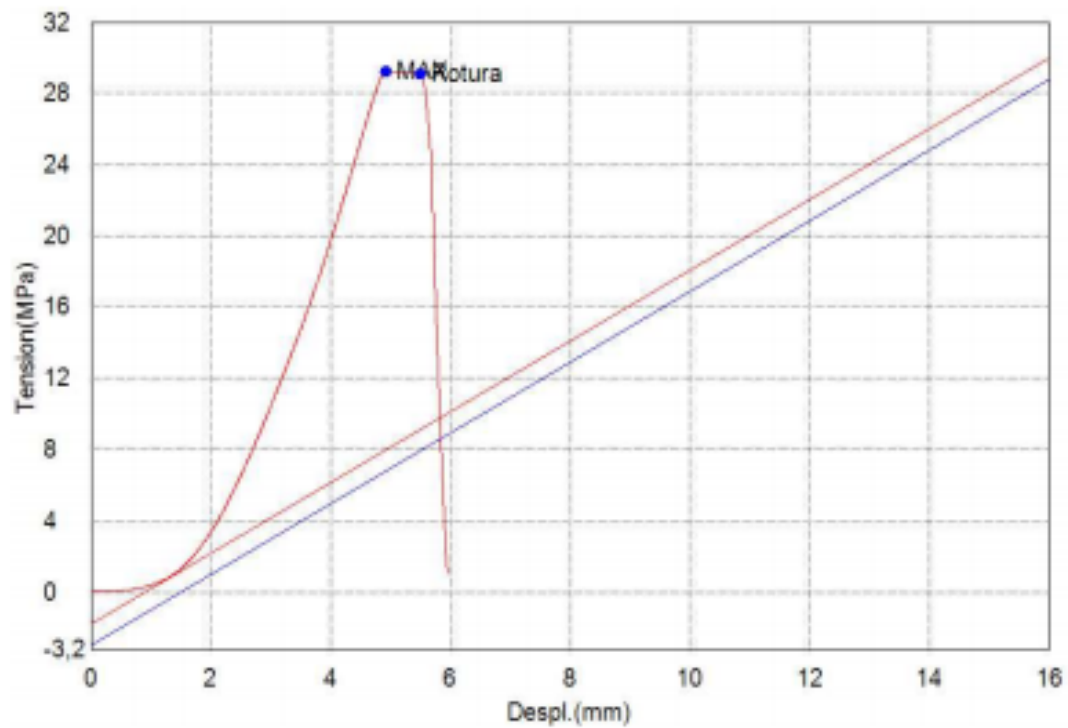


Comentarios

Ensayo de compresión cilindro de concreto No. 3

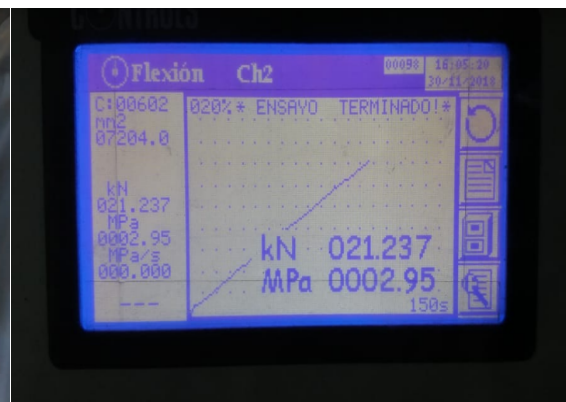
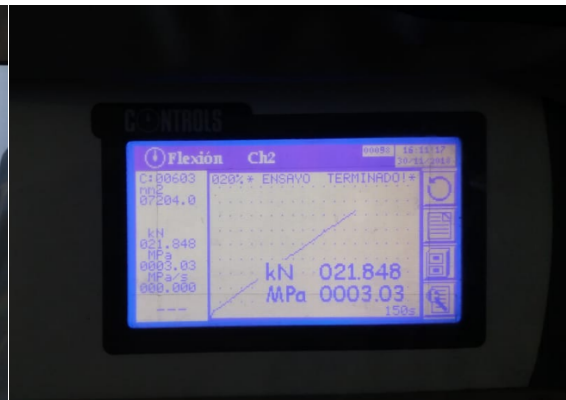
Nombre de muestra	Diametro	Altura
Unidad	mm	mm
1_1	149.9997	299.9994

Nombre Parametros	M.Elastico Fuerza 9,999999 - 20 kN	Max_Fuerza Calc. at Entire Areas	Rotura_Fuerza Sensibilidad 10
Unidad	MPa	kN	kN
1_1	503,913	520,020	516,868

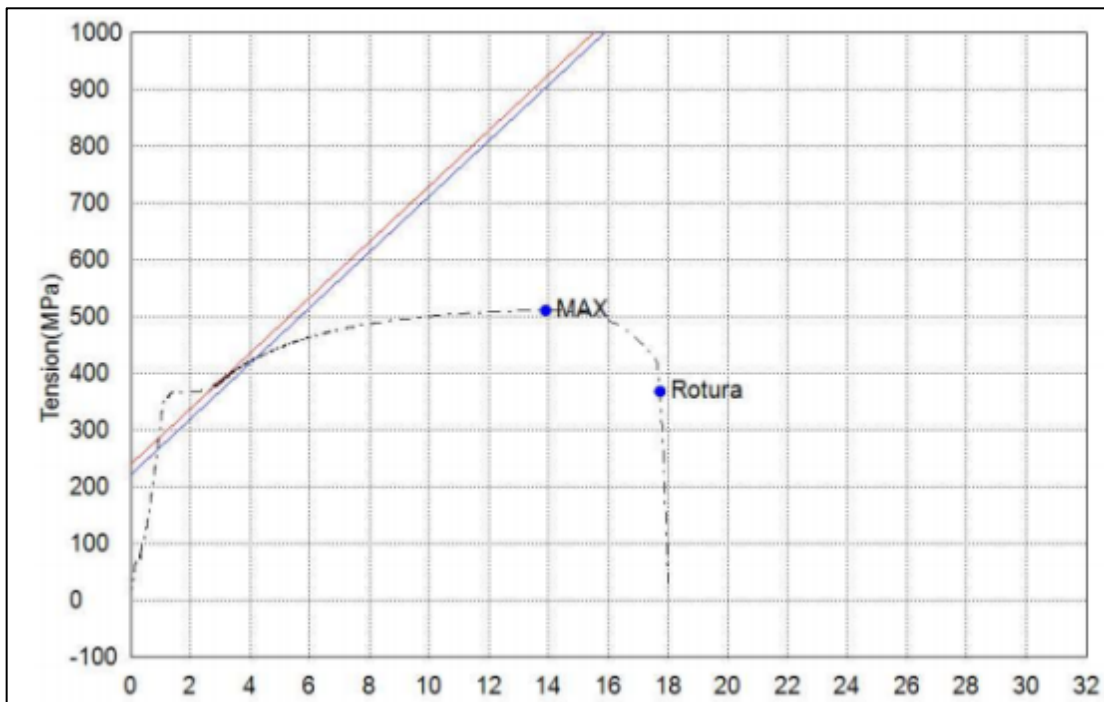


Comentarios

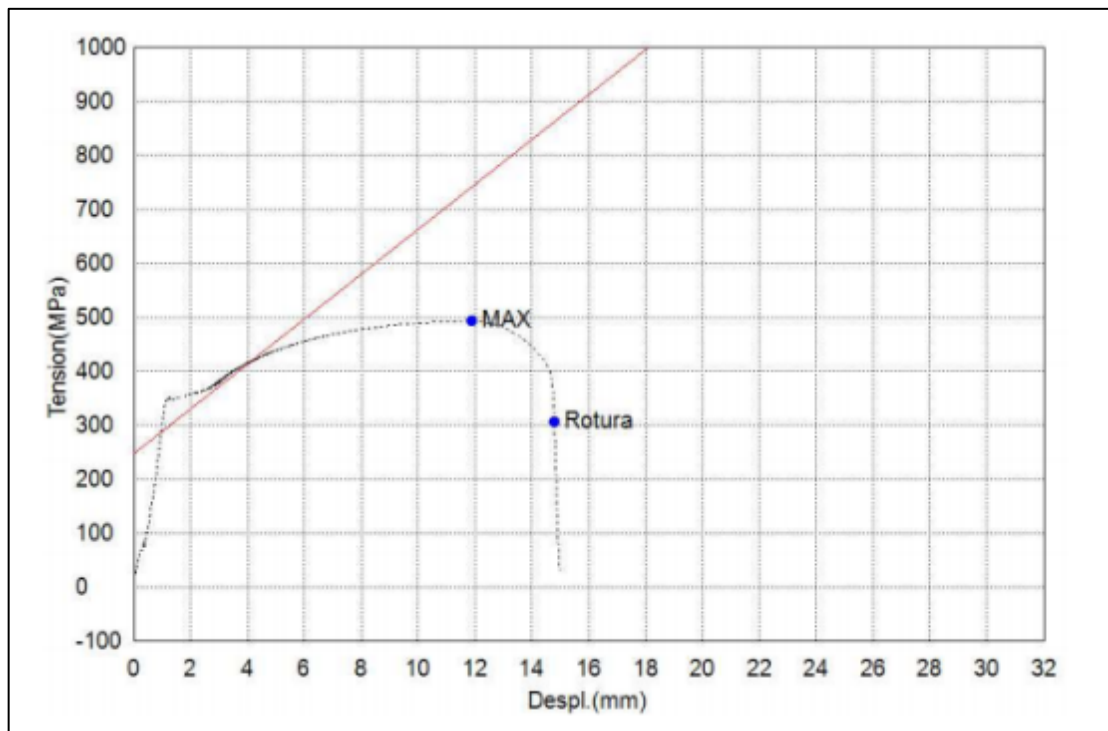
Ensayos en cilindros y viguetas



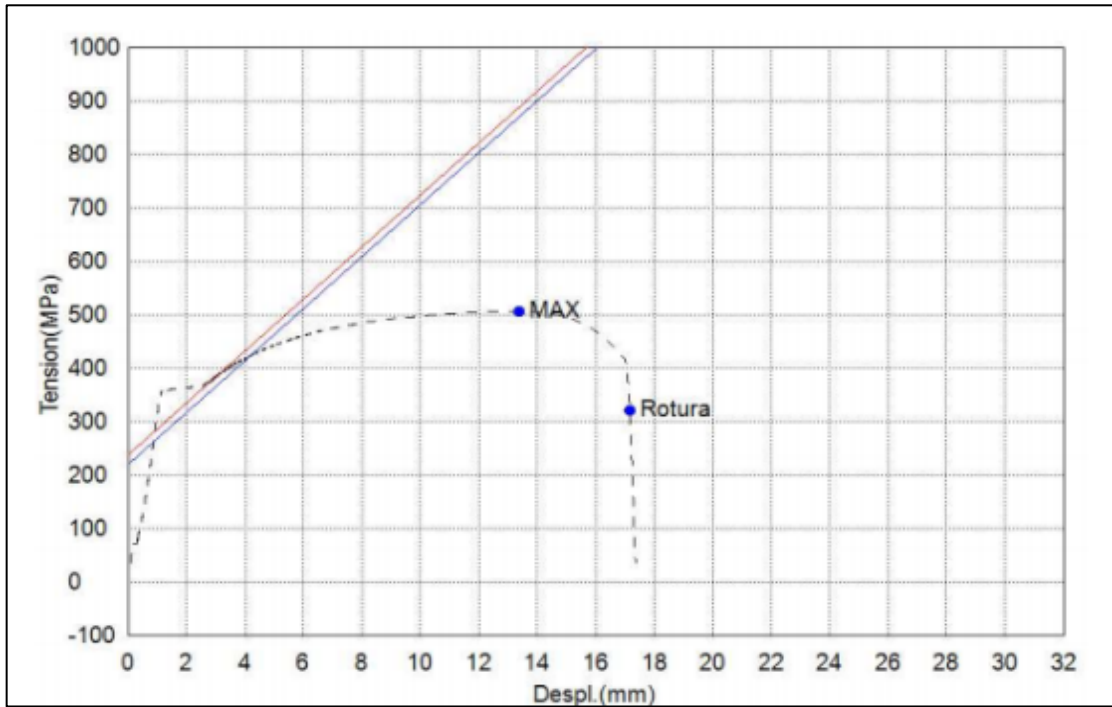
Ensayo de tracción en acero No. 1



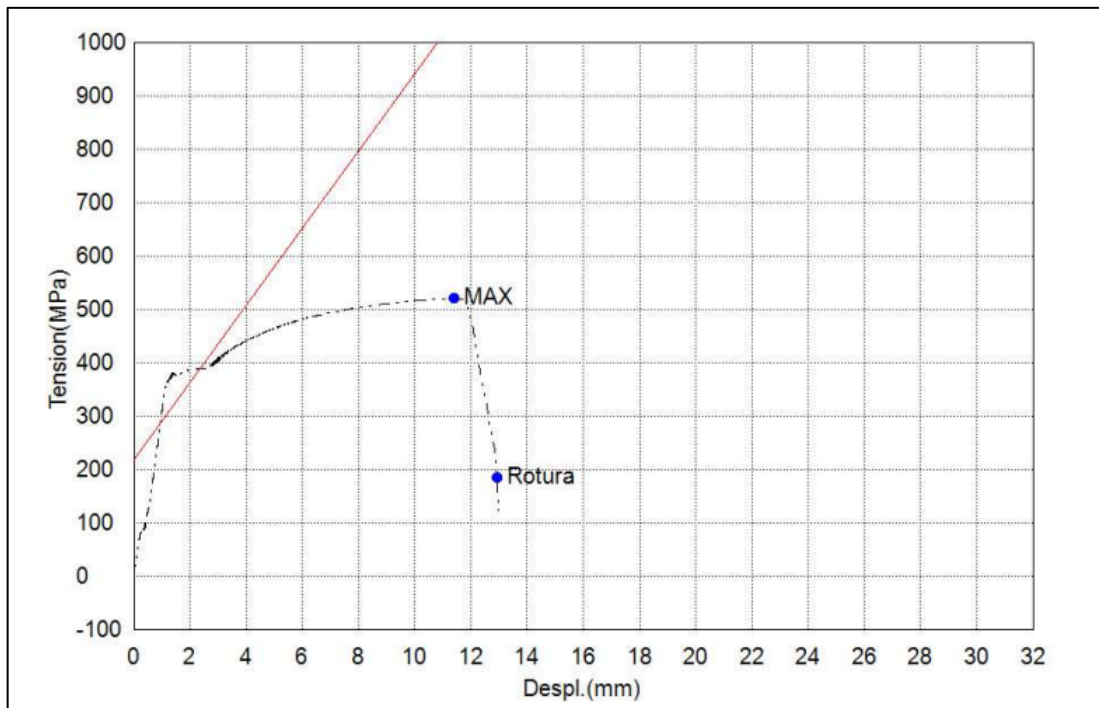
Ensayo de tracción en acero No. 2



Ensayo de tracción en acero No. 3



Ensayo de tracción en acero No. 4



Ensayos Push – out

